



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

**COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE
ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA
POSTENSADA SIN RELLENO DE
GROUTING**

JOHN MARIO GARCÍA GIRALDO

Tesis para optar al grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería

Supervisor:

CHRISTIAN LEDEZMA

Santiago de Chile, agosto, 2018

© 2018, John Mario García Giraldo.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA SIN RELLENO DE GROUTING

JOHN MARIO GARCÍA GIRALDO

Miembros del Comité:

RAMÓN VERDUGO ALVARADO.

ESTEBAN SÁEZ ROBERT.

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL.

ARTURO E. SCHULTZ.

JUAN DE DIOS ORTÚZAR SALAS .

Tesis para optar al grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, agosto, 2018

A Dios, por darme la oportunidad de vivir esta gran experiencia de vida. A toda mi familia, en especial a mi esposa Liliana y a nuestros bebés Alejandro y Felipe, su amor y apoyo incondicional fueron cruciales en todas las etapas de este doctorado.

AGRADECIMIENTOS

La ejecución de este proyecto no hubiera sido posible sin el apoyo académico y las contribuciones financieras realizadas por la Universidad de Medellín. Asimismo, por el apoyo de sectores de la industria de la construcción mediante las empresas Prefabricados Adoquín-Ar, Área Ingenieros Consultores e Ingeconcreto, quienes proporcionaron generosamente sus productos, servicios, instalaciones y otros recursos indispensables para poder culminar con este proyecto de vida académica. A Colciencias, Ministerio de Educación de Chile y Enlazamundos, quienes creyeron en este proyecto de vida y proporcionaron recursos financieros para cubrir parte de los gastos de mis estudios de doctorado. Un agradecimiento muy especial a los empresarios Juan Pablo Arbeláez, Héctor Urrego y Andrés Felipe Caballero; por su apoyo durante todo el proceso de experimentación, con sus valiosos comentarios y sugerencias técnicas. Para todos aquellos estudiantes del programa de Ingeniería Civil de la Universidad de Medellín, que de una u otra forma me apoyaron en la ejecución de los ensayos de laboratorio y el procesamiento de los resultados; muy especialmente al estudiante Juan Manuel Maya Rengifo, quien me acompañó durante todo el proceso experimental y su apoyo fue crucial para la culminación de este trabajo doctoral.

A mis tutores y amigos, el profesor Christian Ledezma Araya y el profesor Ricardo León Bonett Díaz, quienes fueron una guía permanente en el desarrollo de mi proceso de formación doctoral. Su estímulo, ayuda, dedicación, y paciencia, hicieron que la albañilería postensada se convirtiera en más que una pasión, en mi proyecto de vida académica.

Por último, un agradecimiento sincero al profesor Arturo E. Schultz, a quién admiro por todos sus valiosos aportes en esta temática de investigación. Durante mi intercambio académico en la Universidad de Minnesota-Estados Unidos, proporcionó todas las herramientas necesarias para que mi estancia fuera muy productiva y exitosa. Siempre recordaré sus múltiples enseñanzas, tanto académicas como humanas.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT	XIX
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Problema de Investigación.....	2
1.2 Objetivos.....	3
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos	3
1.3 Hipótesis	4
1.4 Metodología.....	4
Actividad 1. Determinación Propiedades Mecánicas de los Materiales:.....	4
Actividad 2. Ensayos a Flexión de Vigas en Albañilería Postensada:	6
Actividad 3. Modelo analítico de las vigas en Albañilería Postensada:	6
Actividad 4. Ensayos Experimentales en muros de Albañilería Postensada:	7
Actividad 5. Propuesta de Diseño y Construcción Simplificado para Obras de Contención de Tierras en Albañilería Postensada sin relleno de grouting: 7	
1.5 Resultados e Impactos Esperados	8
1.6 Contenido.....	9
1.7 Alcance	13
1.8 Declaración	13
1.9 Descargo de responsabilidad	14
1.10 Lista de Publicaciones	14
Artículos en revista	14
Capítulos de libro.....	15
Artículos para Conferencias:	15
Premios y Reconocimientos:	16
1.11 Contribución del Autor	16

Contribuciones teóricas:	16
Contribuciones prácticas:.....	17
2. ESTADO DEL ARTE	18
2.1 Introducción.....	18
2.2 Historia de las normas en Albañilería Postensada.....	23
2.3 Bondades y Limitaciones de la Albañilería Postensada	25
2.4 Grandes Proyectos donde se ha aplicado la Albañilería Postensada en el mundo	
27	
2.4.1 Construcción de silos para almacenamiento de grano	28
2.4.2 Construcción de puente vehicular	28
2.4.3 Complejo de Apartamentos.....	29
2.4.4 Repotenciación y Rehabilitación de Edificios Históricos	30
2.4.5 Tanques para almacenamiento de líquidos	31
2.4.6 Construcción de un Centro Industrial.	31
2.4.7 Construcción de Pasarelas Peatonales.....	32
2.4.8 Construcción del Museo Técnico de Berlín en Alemania.....	33
2.4.9 Construcción de barreras de Protección contra Ruido	34
2.4.10 Construcción de una casa en Nueva Zelanda con un diseño sísmico	
innovador	34
2.4.11 Construcción de una estación de Bomberos.....	35
2.4.12 Construcción de un Paso Nivel	36
2.5 Modelos de Patente en Albañilería Postensada	37
2.6 Desarrollo de las diferentes Investigaciones en el Mundo sobre Albañilería	
Postensada.....	38
2.6.1 Vigas	39
2.6.2 Losas	40
2.6.3 Muros Fuera del Plano	41
2.6.4 Muros en el Plano.....	42
2.6.5 Resistencia al corte de la albañilería postensada.....	44

3. MODELO ANALÍTICO DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE LA ALBAÑILERÍA	46
3.1 Introducción.....	46
3.2 Descripción del Problema.....	47
3.3 Estado del Arte de los Modelos Empíricos Existentes para el Concreto Convencional.....	47
3.4 Aspectos Experimentales.....	48
3.4.1 Geometría.....	49
3.4.2 Materiales constitutivos	49
3.4.3 Metodología del Programa Experimental	50
3.4.5 Montaje del ensayo	50
3.4.6 Instrumentación.....	51
3.5 Resultados.....	52
3.5.1 Curvas esfuerzo-deformación unitaria	52
3.5.2 Módulo de elasticidad	53
3.5.3 Modos de falla.....	55
3.5.4 Correlación entre la deformación unitaria en la resistencia máxima y la resistencia a la compresión	56
3.6 Resultados versus Modelos Analíticos Existentes.....	57
3.7 Modelo Analítico Propuesto	60
4. INFLUENCIA DEL ELEMENTO DE CONTACTO PARA EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA ALBAÑILERÍA.....	62
4.1 Introducción.....	63
4.2 Revisión de la literatura.....	65
4.3 Descripción de los Bloques de Concreto.....	70
4.4 Proceso constructivo de los elementos de contacto.....	70
4.4.1 Mortero convencional	71
4.4.2 Lechada	72
4.4.3 Residuo Industrial	73

4.4.4 Relleno con arena.....	75
4.4.5 Asfalto	76
4.4.6 Contacto directo	77
4.4.7 Arcilla.....	78
4.5 Programa Experimental.....	79
4.5.1 Montaje del ensayo	80
4.5.2 Instrumentación	81
4.6 Resultados de los Ensayos	81
4.6.1 Curvas Esfuerzo-Deformación Unitaria para Elementos de Contacto	82
4.6.2 Incidencia de pulir la superficie	83
4.6.3 Modos de Falla.....	85
4.7 Análisis de Costos de los elementos de contacto.....	88

5. ENSAYOS EXPERIMENTALES SOBRE VIGAS DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA CON BARRAS NO ADHERIDAS BAJO CARGA DE FLEXIÓN.....	91
5.1 Introducción.....	91
5.3 Materiales constitutivos	93
5.3.1 Bloque hueco de concreto	94
5.3.2 Bloque macizo de concreto	94
5.3.3 Prismas de albañilería	95
5.3.4 Mortero.....	95
5.3.5 Concreto	96
5.3.6 Acero postensado	97
5.4 Proceso constructivo	97
5.5 Programa Experimental	99
5.6 Montaje del ensayo	102
5.7 Instrumentación	104
5.8 Resultado de los Ensayos.....	105
5.9 Curva carga-tensión en el cable.....	109

5.10 Curva carga-incremento de tensión	110
5.11 Modos de Falla	111
5.11.1 Falla por aplastamiento en la fibra más comprimida del bloque:	111
5.11.2 Falla por cortante.....	113
5.11.3 Falla por flujo de corte	114
5.11.4 Vigas que no alcanzaron a fallar	116
5.12 Curva carga-deformación normalizada.....	117
5.13 Patrón de agrietamiento vigas con falla a flexión.....	118
5.14 Efecto de las variables de diseño analizadas	120
5.14.1 Efecto de la resistencia a la compresión de la albañilería	120
5.14.2 Efecto del tensionamiento inicial	121
5.15 Comportamiento cíclico.....	122
5.15.1 Efecto de la tipología de carga	123
5.15.2 Tensión en la barra de postensado	124
5.15.3 Degradación de la rigidez secante	125
5.16 Predicción mediante códigos de albañilería postensada.....	126
5.16.1 Predicción capacidad última comportamiento a flexión	127
5.16.2 Predicción de la deformación.....	130
5.16.3 Metodología bilineal	131
5.16.4 Metodología mediante teoría momento-curvatura	132
5.16.4 Metodología de Horton y Tadros.	133

6. INCREMENTO DE LA TENSIÓN EN BARRAS EXCÉNTRICAS Y NO ADHERIDAS EN VIGAS DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA. 136

6.1 Introducción.....	137
6.2 Expresiones analíticas existentes para estimar el incremento de tensión en barras o cables no adheridos	138
6.3 Metodología propuesta	143
6.3.1 Comportamiento elástico, determinación de los parámetros η y K_{146}	
6.3.2 Comportamiento inelástico	147

6.3.3	Ductilidad de Curvatura para Vigas de Albañilería Postensada ...	149
6.3.4	Profundidad del eje neutro	152
6.3.5	Selección del ancho efectivo para secciones aligeradas	154
6.4	Evaluación Experimental.....	155
6.5	Comparación entre las diferentes fórmulas para calcular el incremento de tensión	

157

7.	MUROS EN VOLADIZO DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA SIN RELLENO DE GROUTING.....	163
7.1	Introducción.....	163
7.2	Materiales constitutivos	166
7.2.1	Bloques de concreto	166
7.2.2	Barras de acero roscadas	167
7.2.3	Mortero de pega	168
7.2.4	Concreto reforzado.....	168
7.3	Programa Experimental	170
7.3.1	Detalles de los Especímenes	170
7.3.2	Muro tipo pared (convencional).....	171
7.3.3	Muro tipo diafragma	172
7.3.4	Historial de carga	174
7.3.5	Instrumentación.....	176
7.4	Resultados Experimentales	178
7.4.1	Muros pared convencional	179
7.4.1.1	Curvas Carga-Desplazamiento Lateral	179
7.4.1.2	Modos de falla.....	183
7.4.1.3	Medición de la tensión de las barras	185
7.4.1.4	Patrón de desplazamientos de los muros.....	188
7.4.2	Resultados en los ensayos de los muros diafragma	189
7.4.2.1	Curvas carga deformación.....	191
7.4.2.2	Medición de la tensión de las barras.....	192

7.5	Tipología de balanceo “rocking” característica de los ensayos...	194
7.6	Ensayos cíclicos y monotónicos.....	194
7.7	Efecto de la resistencia de la albañilería	195
7.8	Efecto del tensionamiento inicial	196
7.9	Rigidez elástica e inelástica en la falla.....	198
7.10	Reducción de la fuerza en las barras.....	199
7.11	Desplazamiento residual	200
7.12	Resultado análisis códigos de diseño	201
8.	CONCLUSIONES	206
9.	INVESTIGACIONES FUTURAS.....	215
9.1	Materiales y componentes	215
9.2	Métodos de Análisis y diseño	217
9.3	Comportamiento del sistema estructural	218
9.4	Procedimiento constructivo	219
	BIBLIOGRAFÍA.....	221

LISTA DE TABLAS

Tabla 2. 1. Evolución de los códigos de albañilería postensada	24
Tabla 3. 1. Leyes esfuerzo – deformación unitaria para el concreto.....	48
Tabla 3. 2. Dosificación por peso para la construcción de los bloques ensayados.	50
Tabla 4. 1. Análisis de costos elementos de contacto.	88
Tabla 5. 1. Propiedades mecánicas de los materiales.....	96
Tabla 5. 2. Propiedades vigas ensayadas.	101
Tabla 5. 3. Resultados vigas ensayadas.	105
Tabla 5. 4. Expresiones en códigos de albañilería postensada para determinar capacidad última a flexión	127
Tabla 5. 5. Comparación resultados teóricos y experimentales para determinar el momento último de la sección	129
Tabla 5. 6. Propuestas para el cálculo de rigidez rango inelástico vigas.	134
Tabla 6. 1. Ecuaciones para determinar el incremento de tensión en vigas de hormigón postensado	140
Tabla 6. 2. Expresiones empleadas por algunos códigos de albañilería postensada de concreto para estimar el incremento de tensión.	143
Tabla 6. 3. Comparación de los resultados para la sección aligerada y el uso de los diferentes anchos efectivos.	155
Tabla 6. 4. Datos experimentales obtenidos por pruebas a escala real, (García et al.).	156
Tabla 6. 5. Datos experimentales obtenidos por pruebas a escala real, (Baqi et al.)	157
Tabla 6. 6. Cálculo del incremento de tensión mediante las diferentes expresiones	158
Tabla 7. 1. Propiedades mecánicas del mortero, concreto y albañilería	169
Tabla 7. 2. Propiedades de los muros tipo pared ensayados	172
Tabla 7. 3. Propiedades de los muros tipo diafragma ensayados.....	173
Tabla 7. 4. Resultados de los ensayos de muros fuera del plano.	178
Tabla 7. 5. Rigidez elástica inicial	198
Tabla 7. 6. Expresiones para calcular el nivel de tensionamiento último en los cables de postensado.	202
Tabla 7. 7. Resumen de los resultados obtenidos mediante cálculos con expresiones propuestas por los códigos.	204

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 Obras de albañilería en la historia	19
Figura 2. 2 Técnicas para mejorar propiedades de la Albañilería.....	21
Figura 2. 3. Silo para almacenamiento de grano en albañilería postensada.....	28
Figura 2. 4 Puente vehicular en albañilería postensada.	29
Figura 2. 5 Casa modelo de la urbanización Mazurén en Bogotá (Torres, 2001).....	30
Figura 2. 6 Torre Edificio de Correos Ciudadela Sydney, Australia (Flickr)	31
Figura 2. 7 Centro Industrial Altendorf, Suiza (Ganz, 2003).....	32
Figura 2. 8 Puente Peatonal en Tring, Reino Unido (Ganz, 2003)	33
Figura 2. 9 Museo Técnico de Berlín (Ganz, 2003).....	33
Figura 2. 10 Construcción de barreras de protección contra el ruido (Woodham, 2001)	34
Figura 2. 11 Casa en albañilería postensada (Crigler, 1991)	35
Figura 2. 12 Construcción de estación de bomberos de Rushden en Inglaterra (Allen, 1986)	36
Figura 2. 13 Paso nivel tren de Ginton y Northborough en el Reino Unido (Halsall, 1991)	36
Figura 2. 14 Sistemas Patentados de Albañilería Postensada.	38
Figura 3. 1 Montaje experimental de las probetas ensayadas.	51
Figura 3. 2 Acople de los LVDT's al marco de fijación al bloque.	52
Figura 3. 3 Curvas esfuerzo-deformación unitaria de los bloques ensayados	53
Figura 3. 4 Relación entre módulos de elasticidad experimental versus propuesta Popovics (1973).	54
Figura 3. 5 Módulo de elasticidad del bloque versus resistencia a la compresión.....	55
Figura 3. 6 Falla diagonal de corte, típica en bloques de baja y media resistencia.....	56
Figura 3. 7 Correlación entre la deformación unitaria máxima (ϵ_b) y la resistencia a la compresión del bloque (f_b').....	57
Figura 3. 8 Curvas esfuerzo-deformación normalizadas	58
Figura 3. 9 Datos experimentales promedio versus modelos analíticos en bloques de resistencia.....	59
Figura 3. 10 Modelo analítico versus resultados experimentales promedio para a) $f_b'=10\text{MPa}$, b) $f_b'=20\text{MPa}$ y b) $f_b'=30\text{MPa}$	61
Figura 4. 1 Influencia del espesor del mortero en la resistencia a compresión de la albañilería para diferentes series de prismas ensayados.	67
Figura 4. 1 Comportamiento albañilería con mortero vs albañilería sin elemento de contacto (en seco) (Marzahn, 1997).....	68
Figura 4. 3 Tipología de falla para albañilería sin elemento de contacto (en seco) (Marzahn, 1997).	69
Figura 4. 4 Geometría del bloque de concreto ensayado (dimensiones en mm).....	70
Figura 4. 5 Elemento de contacto mortero.	72
Figura 4. 6 Elemento de contacto lechada.	73

Figura 4. 7 Elemento de contacto residuo industrial.....	74
Figura 4. 8 Elemento de contacto relleno de arena.....	75
Figura 4. 9 Elemento de contacto asfalto.....	76
Figura 4. 10 Elemento de contacto en seco.....	77
Figura 4. 11 Elemento de contacto en arcilla.....	79
Figura 4. 12 Montaje experimental.....	80
Figura 4. 13 Comparativo de curvas esfuerzo-deformación unitaria para distintos elementos de contacto.....	82
Figura 4. 14 Incidencia de pulida de superficie.....	84
Figura 4. 15 Tipología de falla para elementos de contacto.....	87
Figura 5. 1. Bloque de concreto.....	95
Figura 5. 2. Proceso constructivo de la viga.....	98
Figura 5. 3. Tipología de carga en las vigas ensayadas.....	100
Figura 5. 4. Instrumentación de la viga.....	104
Figura 5. 5. Curva típica de comportamiento carga-deformación vigas por fases.....	108
Figura 5. 6. Curva carga-fuerza en la barra de postensado, viga 26.....	109
Figura 5. 7. Curva Incremento de tensión-deformación, vigas 26 y 28.....	110
Figura 5. 8. Falla por flexión.....	112
Figura 5. 9. Falla por cortante.....	114
Figura 5. 10. Falla por flujo de corte.....	116
Figura 5. 11. Vigas no alcanzan la falla.....	116
Figura 5. 12. Curva carga-deformación normalizada.....	117
Figura 5. 13. Patrón de agrietamiento B-26.....	118
Figura 5. 14. Incidencia de la Resistencia albañilería a) Viga 33 vs Viga 37 b) Viga 14 vs Viga 24.....	121
Figura 5. 15. Incidencia del tensionamiento inicial.....	122
Figura 5. 16. Ensayo cíclico versus monotónico.....	124
Figura 5. 17. Tensión barra ensayo cíclico.....	125
Figura 5. 18. Degradación de la rigidez normalizada.....	126
Figura 5. 19. Correlación entre resultados experimentales y predicción.....	130
Figura 5. 20. Representación gráfica de la interpolación propuesta por Horton y Tadros (1990).....	133
Figura 5. 21. Metodologías de deformación versus resultados experimentales.....	135
Figura 6. 1. Viga deformada.....	144
Figura 6. 2. Diagrama de curvatura idealizado.....	148
Figura 6. 3. Resultados estadísticos mediante el gráfico de cajas y bigotes:.....	160
Figura 6. 4. Incremento de tensión en el cable, $\Delta f_{ps,u}$, resultados experimentales versus teóricos.....	161
Figura 6. 5. Tensión última en el cable, $f_{ps,u}$, resultados experimentales versus teóricos.	161
Figura 7. 1. Geometría y tipología del bloque.....	167

Figura 7. 2. Elementos postensado a) Barra roscada b) Tuercas c) Platina de anclaje.	168
Figura 7. 3. Sección transversal de muro tipo diafragma.....	173
Figura 7. 4. Metodología de carga propuesta.....	175
Figura 7. 5. Diagrama de momento aplicado.....	176
Figura 7. 6. Historial de carga.....	176
Figura 7. 7. Especímenes del ensayo e instrumentación (muro pared).....	177
Figura 7. 8. Curva carga-desplazamiento.....	179
Figura 7. 9. Curvas carga-desplazamiento.....	182
Figura 7. 10. Envolvente curvas carga-desplazamiento.....	182
Figura 7. 11. Modo de falla típico en los muros de configuración simple.....	183
Figura 7. 12. Mecanismo de balanceo “rocking”.....	184
Figura 7. 13. Variación de la tensión barra sur respecto a la carga aplicada en la viga.	186
Figura 7. 14. Incremento de la fuerza de tensión en la barra sur.....	187
Figura 7. 15. Perfil de desplazamiento de los muros en altura.....	188
Figura 7. 16. Perfil de desplazamiento observado durante los ensayos.....	189
Figura 7. 17. Tipología de falla por corte presentada en los muros diafragma ensayados.	190
Figura 7. 18. Curva carga-drift máximo del muro.....	191
Figura 7. 19. Curva carga-tensión en la barra del muro.....	192
Figura 7. 20. Curva carga drift máximo de desplazamiento lateral.....	193
Figura 7. 21. Tipología de comportamiento “rocking” generada en el ensayo (Wall 9).	194
Figura 7. 22. Comparación entre el ensayo monotónico y cíclico.....	195
Figura 7. 23. Variación de la curva carga-desplazamiento con la magnitud de la resistencia a compresión del bloque.....	196
Figura 7. 24. Incidencia del tensionamiento inicial.....	197
Figura 7. 25. Reducción de la rigidez normalizada.....	199
Figura 7. 26. Pérdida residual de tensionamiento en los cables de postensado.....	200
Figura 7. 27. Desplazamiento residual.....	201
Figura 7. 28. Resumen gráfico de los resultados obtenidos con las expresiones de los códigos.....	205

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA**

**COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA
POSTENSADA SIN RELLENO DE GROUTING.**

Tesis enviada a la Dirección de Investigación y Postgrado en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.

JOHN MARIO GARCÍA GIRALDO

RESUMEN

Los países en vía de desarrollo tienen la necesidad de establecer mecanismos de crecimiento eficientes, que les permitan estar en condiciones de competitividad adecuadas para la globalización de la economía mundial. La infraestructura vial juega un papel muy importante dentro del crecimiento económico y social para cualquier país, permitiendo la necesaria conectividad para su desarrollo comercial y la diversidad cultural entre sus gentes. Muchas de las obras de infraestructura vial que se construyen en la actualidad, emplean al hormigón armado como la materia prima fundamental, en ocasiones desestimando las ventajas estructurales y constructivas que posee la albañilería estructural. Desde tiempos remotos, la albañilería ha sido pieza clave para la civilización humana en temas relacionados con la construcción de sus viviendas, como pilar fundamental de los grandes imperios de la historia y que en la actualidad es empleada por la mayoría de culturas a lo largo de todo el mundo. Sin embargo, su bajo desempeño para

resistir esfuerzos de tracción, comparado con materiales como el acero y el hormigón reforzado, la ha marginado en su uso a la construcción de elementos no-estructurales y en pequeñas edificaciones. El postensado mejora notablemente el comportamiento estructural de la albañilería, convirtiéndola en una alternativa viable para la construcción de obras de infraestructura vial en los países en vía de desarrollo, en especial para la construcción de estructuras de contención de tierras, generando una reducción de los tiempos de construcción y un menor desperdicio de materiales, cumpliendo con los estándares mínimos de seguridad, y una disminución cercana al 30% de los costos totales de construcción respecto a los sistemas tradicionales.

Esta investigación se centra en evaluar el comportamiento mecánico a flexión de la albañilería postensada sin relleno de grouting, para verificar su futura implementación para la construcción de muros de contención de tierras y diversas tipologías de obras para la construcción de infraestructura vial. Para establecer esto, se realizaron una serie de ensayos en laboratorio a escala real sobre elementos tipo vigas simplemente apoyadas y muros en voladizo con carga fuera del plano. Con los resultados obtenidos en estos ensayos, se pudo observar el efecto de las principales variables que controlan el diseño a flexión de la albañilería postensada como son: el tensionamiento inicial de la barra, la resistencia a compresión de la albañilería, la geometría del elemento estructural, la excentricidad del cable, entre otras. Los resultados obtenidos sirvieron para revisar las expresiones de los códigos de albañilería postensada más representativos a nivel mundial y posteriormente establecer un modelo analítico para predecir la capacidad última del sistema estructural. Todos estos resultados, mostraron las bondades estructurales de la albañilería postensada sin relleno de grouting cuando se somete a cargas de flexión, así como su viabilidad económica para ser empleada en la construcción de muros de contención de tierras y en otros tipos de obras de uso frecuente en infraestructura vial. De igual manera, los resultados muestran la versatilidad de esta tipología estructural para soportar cargas equivalentes a empujes laterales de tierra, tanto en condiciones estáticas como pseudo-dinámicas, con niveles de deformación adecuados para el uso en este tipo

estas estructuras. Se estima que la compresión inducida por el postensado sobre la pared vertical del muro establece condiciones de impermeabilidad adecuadas sobre la estructura, minimizando la probabilidad para el ingreso de agua al interior del muro y protegiendo contra la corrosión la barra de postensado, sobre la cual se espera un nivel de deterioro muy bajo por las mínimas condiciones de exposición a las que se encuentra comprometida, por lo cual se espera una alta durabilidad en la integridad del muro. Registros del buen desempeño a lo largo del tiempo del bloque de concreto y el acero de postensado en grandes proyectos de ingeniería que han estado sometidos a condiciones ambientales extremas, permiten estimar de manera empírica un periodo de vida útil superior a 50 años en la aplicación práctica de la albañilería postensada para estructuras de contención de tierras. Los ensayos ejecutados muestran también que la curva carga-deflexión puede ser aproximada por una simplificación bilineal, y que hay una tendencia lineal entre la relación del incremento de la tensión del cable y la deformación máxima del elemento estructural.

Miembros de la Comisión de Tesis Doctoral

Ramón Verdugo Alvarado.

Esteban Sáez Robert.

Hernán Santa María Oyanedel.

Juan de Dios Ortúzar Salas.

Arturo E.Schultz.

Santiago, agosto de 2018

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA**

**FLEXURAL BEHAVIOR OF UNGROUTED POST-TENSIONED CONCRETE
MASONRY.**

Thesis submitted to the Office of Research and Graduate Studies in partial fulfilment of the requirements for the Degree of Doctor in Engineering Sciences by

JOHN MARIO GARCÍA GIRALDO

ABSTRACT

Developing countries need to establish mechanisms for promoting efficient and significant growth to be competitive in a globalized world economy. Road infrastructure plays an important role in the economic and social growth for any country, allowing the necessary connectivity for commercial development. Currently, roads and highways infrastructure uses reinforced concrete as their basic construction material, dismissing the potential structural and constructive advantages of structural masonry. Since ancient times, masonry has been key to human civilization for issues related to home construction, and as a cornerstone of the great empires of history, and it is currently by most countries throughout the world. However, its relative poor performance to withstand tensile stresses compared to materials such as steel and reinforced concrete, has marginalized its use in the construction of small buildings and nonstructural elements. Post-tensioning can enhance the structural behavior of masonry, making it a promising alternative for the construction of road infrastructure in developing countries around the world, especially for the construction of retaining wall structures, generating a reduction in construction time, less waste of materials, adhering to safety standards, and a subsequent decrease of nearly 30% of total construction costs compared to traditional systems.

This research focuses on evaluating the mechanical behavior of posttensioned ungrouted masonry under bending loads, to verify its potential future implementation in the construction of retaining walls. To establish this, a series of full-scale beams and cantilever walls were tested in laboratory. With the results obtained in these tests, the effect of the main variables that control the bending design of posttensioned masonry were evaluated, such as: initial prestress, masonry compression strength, geometry of the cross section, and bar eccentricity. The results were used to review the expressions of several posttensioned masonry design codes, and to subsequently establish an analytical model to predict the ultimate capacity under bending loads of this structural system. Results showed the structural benefits of ungrouted posttensioned masonry when it is subjected to bending loads, as well as its economic viability to be used in the construction of retaining walls and other types of structures in road infrastructure. These tests showed that the load-deflection curve can be simplified by an approximated bilinear correlation, and that there is a linear trend between tendon stress increment and the maximum beam deflection on all tested elements. All these results, as well as the constructive experience gained in this doctoral research, has promoted new research topics which are expected to be developed in the future.

Members of the Doctoral Thesis Committee:

Ramón Verdugo Alvarado.

Esteban Sáez Robert.

Hernán Santa María Oyanedel.

Juan de Dios Ortúzar Salas.

Arturo E. Schultz.

Santiago, august 2018

1. INTRODUCCIÓN

La albañilería ofrece un gran número de ventajas como material de construcción: la facilidad de obtención de su materia prima, la facilidad y economía en su proceso constructivo, sus bajos costos de producción, su durabilidad, sus propiedades en aislamiento térmico y acústico, su resistencia al fuego, y los bajos costos de mantenimiento, entre otros (Schultz y Scolforo, 1991; Foti y Monaco, 2000; Ganz, 2003). Sin embargo, el potencial éxito de la albañilería dependerá de su habilidad para resistir esfuerzos de tracción, ya que una de las grandes desventajas de este elemento estructural radica en su baja capacidad para soportar este tipo de esfuerzos.

Durante muchos años la albañilería fue la tipología estructural de mayor auge en el mundo, pero con la revolución industrial y el auge del acero, la albañilería pasa a conformar un segundo plano en tendencias constructivas a nivel mundial. El uso actual de la albañilería se realiza bajo escasos parámetros de diseño y pobres prácticas constructivas, por lo cual muchos ingenieros estructurales consideran como secundario su uso e implementación, generando que en la práctica se utilice sólo en la construcción de ocasionales muros de carga y en elementos de menor importancia estructural (Schultz et al., 1991). Una de las principales razones del poco uso de la albañilería en elementos estructurales radica en que muy pocos ingenieros tienen un conocimiento sólido sobre el diseño estructural de este sistema estructural, y su normatividad está gobernada fundamentalmente por el manejo de fórmulas semi-empíricas que limitan su aplicación.

La albañilería postensada combina una de las técnicas más avanzadas de la ingeniería con un viejo material de construcción (Ganz, 2003), obteniendo como producto final un elemento de mejor desempeño estructural y una mayor resistencia frente a esfuerzos de tracción. Conceptualmente, la albañilería postensada es una técnica simple que se emplea para incrementar la resistencia a esfuerzos de tracción en la albañilería mediante el postensado. Este pre-esfuerzo de compresión en la albañilería, retrasa o disminuye la aparición de grietas, incrementa la resistencia y rigidez a flexión y amplifica el esfuerzo

último al cortante (Schultz et al., 1991). La albañilería postensada es una nueva metodología de construcción que ofrece estructuras simples, económicas, duraderas, innovadoras y con perfección arquitectónica en su diseño (Lissel, 2001).

1.1 Problema de Investigación

El presente proyecto surge como respuesta a la necesidad que presenta la construcción de obras tanto para la infraestructura vial, como para la estabilización de laderas. Este tipo de estructuras se ve vulnerada en su estabilidad particularmente durante la época de lluvias, por lo que se requiere de tecnologías de construcción y procesos productivos innovadores que fomenten y hagan más eficiente y económica la construcción de este tipo de obras y permitan mitigar las catástrofes provocadas por deslizamientos y movimientos en masa sobre zonas de alta ladera, y asimismo se masifique la construcción de nuevas vías de comunicación que mejoren la movilidad entre las diferentes regiones de los países en vía de desarrollo y reduzcan el rezago en términos de conectividad y movilidad que presentan estos países.

El problema central que aborda este proyecto puede ser enunciado mediante el siguiente interrogante:

¿Es posible el uso de albañilería postensada en sistemas de contención de tierras, que sean seguros, económicos, para suplir el déficit de vías de comunicación y obras de estabilización en taludes en países en vía de desarrollo, disminuyendo los tiempos de construcción y reduciendo los desperdicios de materiales?

1.2 Objetivos

Objetivo general

Desarrollar una metodología simplificada de diseño y construcción para obras de contención de tierras con el sistema de albañilería postensada sin relleno de grouting, que sea competitiva frente a los sistemas convencionales, tanto en la reducción de los tiempos de construcción como en el consumo de materiales, garantizando los mínimos niveles de seguridad requeridos.

Objetivos específicos

- Evaluar las propiedades del comportamiento mecánico más relevantes para los elementos estructurales que conforman la albañilería postensada sin relleno de grouting, que permitan definir relaciones constitutivas que puedan ser implementadas en el desarrollo de nuevos modelos analíticos simplificados para el diseño de este tipo de estructuras.
- Desarrollar ensayos experimentales a escala real de elementos en albañilería postensada sometidos a esfuerzos de flexión, para identificar el comportamiento mecánico del sistema estructural de la albañilería postensada sin relleno de grouting.
- Elaborar un modelo analítico simplificado, que represente el comportamiento estructural de la albañilería postensada sin relleno de grouting sometida a esfuerzos de flexión en obras de contención de tierras, y validarlo con las mediciones obtenidas en los ensayos experimentales.
- Proponer un método simplificado de diseño y construcción para la implementación de la albañilería postensada sin relleno de grouting en la edificación de obras de contención de tierras.

1.3 Hipótesis

- Es posible evaluar mediante ensayos de laboratorio convencionales las propiedades mecánicas más relevantes de materiales como: bloque de concreto, cable de alta resistencia, y elemento de contacto, que componen la albañilería postensada sin relleno de grouting, como dato de entrada para predecir el comportamiento mecánico del conjunto estructural.
- Con ensayos de laboratorio a escala real, se puede determinar el comportamiento estructural de la albañilería postensada sin relleno de grouting bajo cargas de flexión.
- Los modelos analíticos implementados con las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen la albañilería postensada, son herramientas de análisis y diseño confiables, siempre y cuando sus resultados correspondan a los valores obtenidos con prototipos experimentales a escala real.
- Es posible establecer un procedimiento simplificado de diseño y construcción para estructuras de contención de tierras en albañilería postensada sin relleno de grouting, a partir de los valores obtenidos de las predicciones mediante el uso de formulaciones con expresiones analíticas.

1.4 Metodología

Actividad 1. Determinación Propiedades Mecánicas de los Materiales:

Se realizarán ensayos destructivos para determinar el comportamiento mecánico de los componentes estructurales más relevantes de la albañilería postensada en seco (unidad de albañilería, cable y elemento de contacto).

Para la unidad de albañilería, se determinarán algunos parámetros físicos como: dimensiones principales de la unidad, área de la sección transversal, peso, densidad y porcentaje de absorción. De igual manera se estudiará el comportamiento mecánico bajo carga de compresión uniaxial en las unidades de albañilería y se establecerán las curvas

esfuerzo-deformación unitaria para diferentes valores de resistencia, su módulo de elasticidad y una aproximación matemática que represente el desempeño de las unidades de albañilería en función de valores como la resistencia máxima de compresión, y su deformación unitaria correspondiente. Posteriormente, esta información será empleada como dato de entrada principal para la modelación analítica. Asimismo, se estudiarán algunas características importantes de sus materiales constituyentes como son: granulometría, módulo de finura, densidad aparente y masa unitaria de los agregados, al igual que la densidad y finura del cemento y puzolana que se utilizan dentro de su proceso de producción, con el objetivo de verificar el cumplimiento de las diferentes normativas para cada uno de estos materiales.

Para el cable del sistema de postensado en la albañilería, se establecerán algunas propiedades físicas como: densidad, apariencia, y durabilidad. Dentro de su comportamiento mecánico se determinará la curva esfuerzo-deformación unitaria bajo carga uniaxial de tracción en barras comerciales de diferente diámetro. Para el elemento de contacto se propondrán diferentes alternativas a utilizar, entre ellas: mortero convencional, asfalto, lechada pastosa, relleno de arena, el empleo de un residuo industrial, así como el uso del contacto en seco entre las unidades de albañilería, tanto para una superficie rugosa como para una superficie pulida.

Para cada elemento de contacto se medirán los rendimientos de construcción para las diferentes probetas de laboratorio y se realizarán ensayos de compresión uniaxial bajo la medición de la curva tensión-deformación unitaria que permitirán establecer el elemento de contacto más adecuado para este nuevo sistema estructural. Para los elementos de anclaje, se realizarán diseños previos y ensayos experimentales para comprobar su desempeño frente a los niveles de carga de trabajo y garantizar su buen comportamiento estructural como parte del sistema estructural de albañilería postensada.

Actividad 2. Ensayos a Flexión de Vigas en Albañilería Postensada:

Una vez definido el elemento de contacto más conveniente para ser utilizado en la albañilería postensada (Actividad 1), tal que permita una distribución de tensiones adecuada entre las unidades de albañilería a costos razonables, se construirán diferentes prototipos de vigas en este sistema estructural a escala real para ser ensayadas bajo cargas de flexión en el laboratorio. El objetivo principal de estos ensayos, es el poder observar el comportamiento a flexión de la albañilería postensada en seco y estimar su sensibilidad frente a la variación de algunos parámetros de diseño que intervienen en este sistema, como son: resistencia de la unidad de albañilería, tensión inicial del cable, excentricidad del cable, luz libre de la viga e influencia del bloque deflector. Dentro de los ensayos se realizará un registro completo de la evolución en el tiempo de la tensión del cable para determinar las pérdidas, la curva carga-deformación para diferentes puntos sobre la luz libre de la viga, el monitoreo del comportamiento estructural para los diferentes estados de carga y la evolución de los diferentes estados límites del sistema. La aplicación de la carga se realizará de manera monotónica para un porcentaje de las vigas, mientras que el porcentaje restante de ellas serán ensayadas de manera cíclica bajo ciclos de carga y descarga. De igual manera, se harán ensayos a las vigas bajo vibración libre para determinar algunos parámetros del comportamiento dinámico de la albañilería postensada a flexión (rigidez, frecuencia natural, amortiguamiento, modos de vibración) y su correlación con la variación de los parámetros de diseño más relevantes del sistema.

Actividad 3. Modelo analítico de las vigas en Albañilería Postensada:

Empleando las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes de la albañilería postensada (Actividad 1), se desarrollará un modelo analítico que permita caracterizar y representar de manera confiable el comportamiento mecánico de la albañilería postensada sin relleno de grouting en su estado último de carga. Como primer paso, para calibrar la modelación analítica, se evaluarán los modelos de las vigas ensayadas experimentalmente (Actividad 2) y se compararán los resultados obtenidos con las mediciones de los

prototipos experimentales. Con esta calibración, se procederá a validar la aplicación de este modelo analítico en los ensayos desarrollados en esta investigación, así como en los resultados experimentalmente desarrollados por otros autores.

Actividad 4. Ensayos Experimentales en muros de Albañilería Postensada:

Luego de determinar el comportamiento mecánico a flexión de elementos en albañilería postensada sin relleno de grouting para vigas (Actividad 2) y la influencia de las variables de diseño más relevantes en su desempeño estructural, se procederá a construir diferentes prototipos a escala real de muros en voladizo bajo cargas fuera del plano. Dentro de los principales parámetros que intervienen en el comportamiento mecánico de este tipo de estructuras se encuentran: altura de la estructura de contención, momento de inercia de la sección transversal del muro, tensionamiento inicial, separación y excentricidad del cable, entre otras. La variación de estos parámetros será analizada previamente mediante el modelo analítico (Actividad 3) y con el análisis de los resultados y las variaciones de parámetros obtenidas de la modelación analítica, se dispondrán de las dimensiones y variables con las que se construirán los prototipos a escala real de muros en voladizo que serán ensayados en el laboratorio. Para modelar el empuje del suelo, se emplearán sistemas equivalentes de carga mediante un entramado metálico que genere una distribución de fuerzas equivalentes a las producidas por una masa de suelo tras la estructura de contención. Las variables a medir en la etapa experimental serán las siguientes: la carga aplicada al sistema, las deformaciones en los puntos más relevantes del muro en voladizo, la evolución en el tiempo de la tensión en las barras y el monitoreo de los diferentes estados límites del sistema.

Actividad 5. Propuesta de Diseño y Construcción Simplificado para Obras de Contención de Tierras en Albañilería Postensada sin relleno de grouting:

Con base en los resultados obtenidos en los ensayos experimentales y las modelaciones numéricas, se podrá inferir en el comportamiento estructural de la albañilería postensada

sin relleno de grouting como estructura de contención de tierras y establecer la variación y correlación entre los diferentes parámetros de diseño analizados (altura, momento de inercia de la sección transversal, resistencia de la unidad de albañilería, y nivel de tensionamiento inicial). Con los resultados de estas correlaciones se establecerán expresiones empíricas para el diseño de la albañilería postensada a flexión que representen aproximadamente su desempeño estructural, y que a futuro sirvan para realizar una propuesta de diseño simplificado para este tipo de estructuras. De igual manera, se darán algunas recomendaciones constructivas a tener presente para la ejecución práctica de este sistema estructural aplicado a muros de contención de tierras. Dentro de esta propuesta de diseño simplificado, con miras a determinar algunos parámetros normativos en la futura aplicación del sistema, se darán algunas recomendaciones adicionales respecto a esta metodología constructiva que incluye: materiales constituyentes del sistema (unidad de albañilería, cable, elemento de contacto, estructura de anclaje), tensionamiento del sistema estructural, estados límites de servicio y de diseño, establecimiento de los factores de seguridad, determinación de las cargas externas y su influencia sobre el sistema de contención de tierras, análisis de estabilidad de la estructura de contención, predimensionamiento de la estructura, diseño estructural del conjunto, sistema de anclaje y protecciones externas del sistema estructural (corrosión, sistemas de drenaje, retensado de barras y mantenimiento periódico durante la vida útil del sistema).

1.5 Resultados e Impactos Esperados

Se espera obtener una propuesta simplificada de diseño y construcción que sirva como referente técnico para la implementación de una normativa sobre albañilería postensada sin relleno de grouting en países como Chile y Colombia. Producto de la implementación de esta tipología estructural para la contención de tierras, se podrá mejorar la práctica constructiva en proyectos de infraestructura vial y obras de estabilización de taludes a través de:

- Disminución de los tiempos de construcción de aproximadamente un 50% respecto a los sistemas constructivos convencionales, dado a que se implementan nuevas técnicas

constructivas que involucran el uso de elementos prefabricados, en ausencia de sistemas de encofrados y la reducción en tiempos muertos a causa de los tiempos de fraguado para sus materiales.

- Optimización en el uso de los recursos naturales, ya que se minimizan los desperdicios y se eliminan el uso de relleno de grouting al interior de la albañilería. Al mismo tiempo, la cantidad de refuerzo necesaria para la construcción de este sistema es aproximadamente un 50% más baja si se compara con el sistema convencional de concreto reforzado, por la alta resistencia estructural de las barras que se emplea en su proceso de construcción.

- El uso de materiales prefabricados facilita un alto control de calidad dentro del proceso constructivo, generando obras de contención de tierras mucho más ajustadas a los lineamientos de las diferentes normativas a nivel mundial.

- El menor costo en este sistema estructural posibilita generar una mayor dinámica en la construcción de nuevos proyectos viales, e incrementar las obras de protección y estabilización de laderas, mejorando la calidad de vida de todos los ciudadanos.

1.6 Contenido

El enfoque de esta tesis está dirigido a determinar el desempeño estructural de elementos de albañilería de concreto postensada con barras no adheridas y sin relleno de grouting sometida a esfuerzos de flexión. En particular, el estudio de la respuesta ante esfuerzos de flexión de elementos estructurales tipo vigas simplemente apoyadas y muros en voladizo con cargas fuera del plano. Las propiedades mecánicas a flexión de la albañilería postensada, fueron investigadas mediante ensayos de laboratorio a escala real a un grupo de 40 vigas y 12 muros en voladizo llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad de Medellín-Colombia.

La organización de esta tesis se ha desarrollado en los capítulos 2-9, donde se plasma en forma independiente las diferentes observaciones tanto experimentales como teóricas que fueron encontradas durante el desarrollo de la investigación doctoral y que llenan algunos de los vacíos del conocimiento plasmados desde el inicio de la investigación. Asimismo,

sirven como herramienta de divulgación de aquellos principales fenómenos físicos que han sido derivados a partir de los ensayos de laboratorio y que posibilitarán el desarrollo a futuro de esta línea de investigación.

Capítulo 2- Revisión de la literatura: presenta un resumen de la evolución en el tiempo de lo que se conoce hoy en día como albañilería de postensada, haciendo un compendio de los principales resultados experimentales que se han obtenido en las diversas investigaciones, y que a la fecha han sido divulgadas a través de diferentes medios de publicación. Se hace también un recuento general de lo que ha sido el desarrollo de esta técnica en países como Chile y Colombia, así como las principales ventajas y limitaciones de esta técnica estructural.

Capítulo 3- Modelo analítico del comportamiento a compresión uniaxial de la albañilería: muestra el resumen de los principales hallazgos que se encontraron dentro de una extensa muestra experimental desarrollada para determinar la resistencia a compresión en la albañilería de concreto y su futura implementación en los ensayos de flexión realizados a este sistema estructural. Toda esta etapa experimental estuvo centrada en la obtención de la curva esfuerzo-deformación unitaria para las diferentes configuraciones geométricas y diferentes valores de esbeltez sobre una variedad de elementos de albañilería. Los resultados experimentales mostraron un grado directo de correlación entre la resistencia mecánica de la unidad de albañilería y la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, así como los diferentes factores de reducción de resistencia que se obtienen al incrementar el grado de esbeltez del elemento estructural de albañilería.

Capítulo 4- Influencia del elemento de contacto para el comportamiento mecánico de la albañilería: en este capítulo se muestra la influencia de diversos compuestos de material de contacto empleados para la unión o pega de las unidades de bloque de concreto en la construcción de elementos de albañilería postensada. Todos estos elementos de contacto fueron escogidos con el fin de poder garantizar algunos mínimos niveles requeridos de

trabajabilidad, así como con el fin de garantizar una adecuada relación costo-beneficio en el material de contacto, para su futura implementación comercial. Los resultados mostraron que el elemento de contacto que garantiza una mejor relación costo-beneficio en el desempeño mecánico de la albañilería postensada es el mortero convencional, y que, aunque puede ser superado en resistencia por la pasta de cemento, los costos de este segundo material encarecen significativamente el costo total del metro cuadrado de la albañilería postensada.

Capítulo 5- Desempeño estructural en vigas de albañilería postensada con barras no adheridas bajo carga de flexión: en este capítulo se hace una descripción detallada de los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio sobre vigas de albañilería postensada a escala real. A pesar de que existen diferentes teorías para la predicción de la máxima deformación en elementos de concreto reforzado, la albañilería postensada tiene un comportamiento mecánico que difiere en su modo de comportamiento del concreto reforzado, ya que el agrietamiento de la sección se genera a partir de un conjunto de grietas inducidas por las juntas entre las unidades de albañilería. Como resultado se encontró que estas teorías de deformación se pueden adaptar satisfactoriamente a vigas de albañilería postensada, bajo la modificación de algunos de sus parámetros de manera empírica a partir de los resultados obtenidos en las pruebas experimentales.

Capítulo 6- Desarrollo del incremento de la tensión en barras excéntricas y no adheridas en vigas de albañilería postensada: una de las variables de medición durante todo el proceso de carga para las vigas de albañilería postensada fue la variación en el nivel de fuerza de las barras para los diferentes incrementos de carga externa. La forma de la curva de la tensión de la barra en función de la aplicación de la carga externa cumple con una tipología definida, independiente de las variaciones en sus principales parámetros de diseño, y al mismo tiempo, se observa que el incremento de la tensión en el cable presenta una correlación lineal con la máxima deformación del elemento estructural.

Capítulo 7- Desempeño estructural de muros en voladizo en albañilería postensada con barras no adheridas sin relleno de grouting: en este capítulo se hace una descripción detallada de los resultados obtenidos en las pruebas experimentales sobre muros en voladizo de albañilería postensada sin relleno de grouting con carga fuera del plano. De igual forma, se hizo un análisis sobre las diferentes fórmulas que existen para realizar la predicción de la deformación para un muro en voladizo luego de aplicarle una carga externa conocida, y se establecieron algunos parámetros empíricos para correlacionar estas expresiones con los resultados obtenidos en los muros en voladizo de albañilería postensada sin relleno de grouting. Los resultados mostraron que se pueden correlacionar las teorías existentes para la predicción de la deformación en elementos de hormigón armado con los valores obtenidos en los ensayos experimentales en muros en voladizo de albañilería postensada, siempre y cuando se hagan algunas modificaciones empíricas a los parámetros empleados por estas expresiones.

Capítulo 8- Conclusiones generales: en este capítulo se hace un resumen general de las principales conclusiones encontradas en cada uno de los diferentes trabajos desarrollados en el proyecto de investigación doctoral. Haciendo una descripción detallada de los principales hallazgos a nivel experimental, y el desarrollo de algunos modelos analíticos que permiten predecir el desempeño estructural de la albañilería postensada cuando se somete a esfuerzos de flexión, además de algunas recomendaciones tanto de diseño y construcción para este tipo de estructuras.

Capítulo 9- Sugerencias para futuras investigaciones: con base en los diferentes hallazgos y desarrollos generados durante la etapa de investigación de este trabajo de tesis doctoral, se encontraron una serie de interrogantes sobre temáticas relacionadas con el tópico desarrollado, y que se espera sirvan de guía para futuras investigaciones en temáticas relacionadas con la albañilería postensada. En este capítulo se enuncian algunas de estas temáticas, y se espera que este listado de ideas se resuelva en el corto y mediano plazo

con la finalidad que se dinamice el uso de la albañilería postensada, y se generen su inclusión en los códigos de diseño estructural.

1.7 Alcance

El alcance general de este trabajo de grado fue el desarrollo de una campaña experimental sobre elementos de albañilería postensada sin relleno de grouting sometidos a esfuerzos de flexión, con la finalidad de estudiar su comportamiento mecánico y el efecto en la respuesta estructural ante la variación de los principales parámetros de diseño que regulan el comportamiento de este sistema, como son: resistencia a la compresión de la albañilería, excentricidad del cable, tipología de carga, cuantía de acero, nivel de tensionamiento inicial, longitud, altura, geometría de la sección transversal, entre otros. Los resultados y las conclusiones que se exponen en este documento, se basan en el comportamiento experimental observado en todas las pruebas realizadas, así como el resultado comparativo entre algunas de las principales expresiones propuestas por los distintos códigos de diseño para albañilería postensada a y los resultados experimentales. Todas estas actividades tendrán como última conclusión el análisis de la viabilidad estructural para utilizar este sistema estructural en la construcción de muros de contención de tierras, así como en otra variedad de aplicaciones sobre proyectos de infraestructura vial.

1.8 Declaración

Esta tesis es el resultado del trabajo de investigación realizado en el Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, así como en el Programa de Ingeniería Civil de la Universidad de Medellín en Colombia, con la finalidad de obtener el grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería. Se declara que todo el trabajo, las ideas y los resultados de esta tesis se han realizado y logrado por el propio autor y por su propia iniciativa, bajo la supervisión del profesor Supervisor Christian Ledezma Araya.

1.9 Descargo de responsabilidad

Esta tesis fue preparada para cumplir con uno de los requisitos establecidos para obtener el grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería por parte de la Pontificia Universidad Católica de Chile. El trabajo fue desarrollado en el Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile y el Programa de Ingeniería Civil de la Universidad de Medellín-Colombia, y describe el desempeño experimental a flexión de la albañilería postensada sin relleno de grouting. Las opiniones, conclusiones y recomendaciones que se presentan en este documento son las del autor y no reflejan necesariamente las de la Pontificia Universidad Católica de Chile o cualquiera de las partes que patrocinó este proyecto.

1.10 Lista de Publicaciones

Artículos en revista

García, J.M., Ledezma, C., and Bonett, R.L. “Modelo Analítico del Comportamiento a Compresión de Bloques Huecos de Concreto”. Revista de la Construcción, vol. 12, num. 3, diciembre, 2013, pp. 76-82. (Sometido: 25 de Marzo de 2013-Aceptado: 1 de Diciembre de 2013)

García, J.M., Ospina, J., Graciano, E.A. “La infraestructura de puentes en las vías secundarias del departamento de Antioquia”. Revista EIA, vol. 11, num.22, Julio-Diciembre, 2014, pp. 117-129 (Sometido: 10 de Junio de 2013-Aceptado: 11 de Julio de 2014)

García, J.M., Ospina, J., Graciano, E.A. “Evaluación técnica de los puentes en la infraestructura vial del departamento de Antioquia”. Revista Ingeniería Solidaria- Journal of Engineering Sciences and Technology, vol. 10, num. 17, Enero-Diciembre, 2014, pp. 49-54 (Sometido: 10 de Septiembre de 2014-Aceptado: 18 de Noviembre de 2014)

García, J.M., Bonett, R.L., Ledezma, C., and Schultz, A. “Stress at ultimate in unbonded tendons for ungrouted post-tensioned masonry beams”. *Engineering Structures* (Sometido: 26 de Septiembre de 2016-Aceptado: 20 de Enero de 2017)

García, J.M., Bonett, R.L., Schultz, A, Carrillo, J., and Ledezma, C. “Flexural behavior of ungrouted post-tensioned concrete masonry beams with unbonded eccentric bars”. *Construction and Buildings Materials*. (Sometido: Febrero de 2018-Aceptado con revisiones menores: Junio de 2018)

Capítulos de libro

García, J.M. “Uso de Ceniza Volante como Adición Mineral y Reemplazo del Cemento Portland en la Fabricación del Concreto Hidráulico”. Publicado en el libro titulado: *Seminario Internacional en Infraestructura y Sostenibilidad*. ISBN 9789588692340.

García, J.M. “Uso estructuras de contención discontinuas en suelos con cohesión para estabilidad de laderas” en la publicación titulada: *Innovación y Transferencia de Conocimiento en Ingeniería* ISBN: 978-958-8815-29-9

Artículos para Conferencias:

García, J.M., Ledezma, C., and Bonett, R.L. “Experimental and Analytical Model for Compression Behavior in Hollow Concrete Block”. 12th Canadian Masonry Symposium Vancouver, British Columbia-Canada, Junio 2-5, 2013.

García, J.M., Ospina, J., Graciano, E.A. “Evaluación técnica de los puentes en la infraestructura vial del departamento de Antioquia”. 1er Congreso Nacional de Vías – 4to Seminario Nacional de Vías. Universidad Cooperativa de Colombia, Noviembre 5-8, 2013.

García, J.M., Bonett, R.L., and Ledezma, C. “El uso de la albañilería postensada en el mundo y su aplicación para la repotenciación de edificaciones en América latina”. 1er Congreso de Patología, Recuperación de Estructuras y Control de Calidad de la Construcción. Alconpat Quito-Ecuador, Abril 23-25, 2014.

García, J.M., Bonett, R.L., Ledezma, C., and Schultz, A. “Flexural behavior of ungrouted post-tensioned masonry beams with eccentric, unbonded tendons”. 12th North American Masonry Conference. Denver, Colorado-United States, Mayo 17-20, 2015.

Premios y Reconocimientos:

Honorable Mention Paper Award por The Masonry Society (TMS) in the 12th North American Masonry Conference (20 de mayo de 2015)

Mejor Proyecto de Investigación por XII Jornadas Internacionales de Investigación-Universidad de Medellín (13 de septiembre de 2017)

Premio a Investigación de Mayor Impacto en el Año por la Alcaldía de Medellín (6 de diciembre de 2018)

1.11 Contribución del Autor

Dentro de los resultados más importantes obtenidos en el curso de esta investigación doctoral, se han destacado aquellos que han contribuido de manera significativa en la generación de nuevo conocimiento. Estas contribuciones se pueden subdividir en contribuciones teóricas y prácticas, de acuerdo con su esencia en particular.

Contribuciones teóricas:

- Actualización del estado del arte en el desarrollo de la albañilería postensada.

- La generación de una nueva expresión para predecir la curva esfuerzo-deformación unitaria de la unidad de bloque hueco de concreto.
- Una nueva metodología para estimar el incremento de tensión de la barra de postensado, en elementos de albañilería postensada sin relleno de grouting sometidos a flexión.
- Una mejor concepción del diseño y análisis del desempeño a flexión en elementos de la albañilería postensada sin relleno de grouting.
- La creación de una nueva base de datos producto de los resultados experimentales sobre elementos estructurales tipo vigas y muros en voladizo construidos con albañilería postensada sin relleno de grouting, que han sido sometidos a ensayos de carga monotónicos y cíclicos para esfuerzos de flexión.

Contribuciones prácticas:

- La concepción de una nueva tipología estructural para la construcción de muros de contención en albañilería postensada con anclajes verticales al suelo de fundación.
- La elaboración de un manual práctico para la construcción de muros de contención en albañilería postensada sin relleno de grouting con anclajes verticales al suelo de fundación.
- La recopilación de las diferentes expresiones de diseño que sirvan de guía para la concepción estructural de un muro de contención en albañilería postensada sin relleno de grouting.

2. ESTADO DEL ARTE

El ladrillo ha sido, por más de 4 milenios, pieza clave en el desarrollo de las diferentes civilizaciones de la humanidad, convirtiéndose en el pilar de innovación en lo que respecta a la construcción de las unidades de vivienda para el hábitat del hombre y sus comunidades. Son múltiples sus bondades como material de construcción: la facilidad de obtención de sus materias primas, la facilidad y economía en su construcción, sus bajos costos de venta, su gran durabilidad, sus propiedades térmicas y acústicas, su resistencia al fuego y los bajos costos de mantenimiento. Sin embargo, su muy baja resistencia a la tracción y su menor resistencia a la compresión, comparada con la del hormigón, ha hecho que su uso se margine para la construcción de aquellos elementos de baja demanda estructural, así como para la construcción de pequeñas edificaciones.

El postensado es una técnica que, mediante la inclusión de un esfuerzo inicial de compresión en los bloques, reduce las demandas de esfuerzos de tracción al interior del elemento estructural y mejora su comportamiento estructural. De esta manera la albañilería postensada se muestra como una técnica promisoría para ser implementada como tipología estructural en la construcción de obras de infraestructura.

En este capítulo se hace una breve recopilación del estado del arte de la albañilería postensada a nivel mundial, un recuento de sus principales bondades y limitaciones, así como un resumen de las distintas aplicaciones de esta metodología estructural alrededor del mundo a lo largo de la historia, y un breve compendio de los principales resultados obtenidos dentro de las diversas investigaciones llevadas a cabo en este sistema constructivo.

2.1 Introducción

La albañilería ha sido pionera en la construcción de las grandes obras de las principales civilizaciones de la humanidad como fueron: las torres de Babel, los templos de Ur al sur

de la antigua Mesopotamia, la construcción de esculturas y pirámides en Egipto y las grandes obras en la civilización Romana (ver Figura 2.1). Es así que durante muchos años fue la albañilería la tipología estructural de mayor auge en todo el mundo, pero con la revolución industrial a finales del siglo 18, materiales como el acero y el hormigón reforzado han desplazado a la albañilería a un segundo plano a nivel constructivo, siendo el edificio de Monadnock, construido para el año 1891 en Chicago–Estados Unidos, una de las últimas mega construcciones del auge de la albañilería en el mundo a finales del siglo 19. En la actualidad, la albañilería se realiza, en ocasiones, bajo deficientes parámetros de diseño y pobres prácticas constructivas, por lo cual muchos ingenieros estructurales consideran su uso como secundario y lo limitan a edificios de baja altura y casas de un solo nivel.

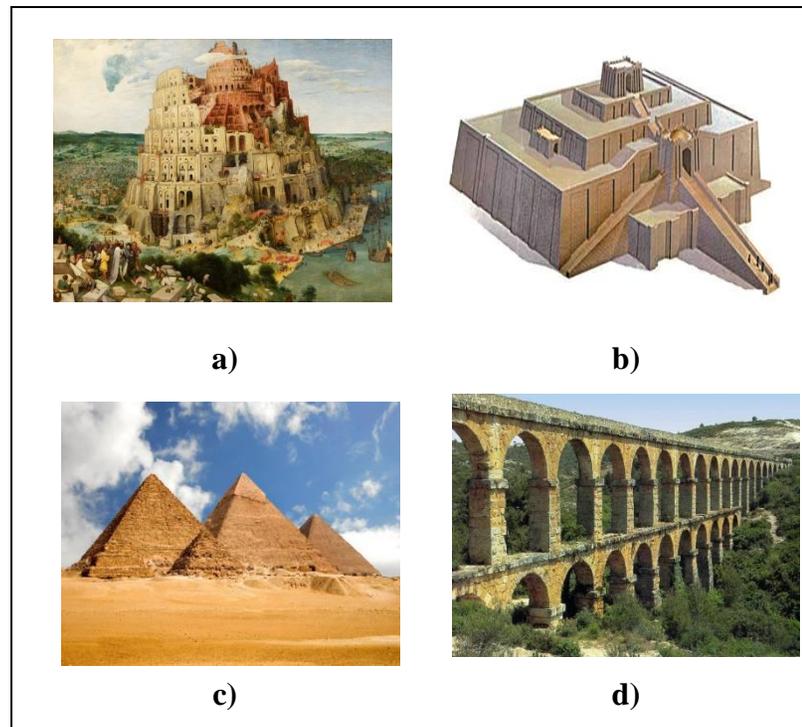


Figura 2. 1 Obras de albañilería en la historia

- a) Torres de Babel (www.vavel.com) b) Templos de Ur (www.bibliotecapleyades.net)
 c) Pirámides de Egipto (www.sobrehistoria.com) d) Acueducto Romano ([www. listas.20minutos.es](http://www.listas.20minutos.es))

Con la crisis económica en la India durante la década de 1920, surge la necesidad de implementar nuevamente las construcciones en albañilería y con ellas se comenzaron a realizar extensivas investigaciones sobre albañilería reforzada para la construcción de muros, losas, vigas y columnas. Pero solo fue hasta el año 1943 que Suiza propone una normatividad provisional para el diseño de albañilería y posteriormente en 1966 Estados Unidos publica el código de diseño estructural en albañilería, y desde entonces se han construido actualmente edificios de más de 20 pisos de altura (Ganz, 2000). En las últimas décadas, el uso de la albañilería estructural en Estados Unidos ha disminuido considerablemente (Schultz et al., 1991), enmarcado en el bajo conocimiento del desempeño estructural de este material. Son muy pocos los ingenieros estructurales que tienen un conocimiento sólido de este sistema, y por lo general, su diseño está gobernado por el manejo de formulaciones semi-empíricas que limitan su uso por la baja resistencia a la tracción del sistema.

Existen diferentes técnicas que permiten mejorar las propiedades estructurales de la albañilería tales como: el reforzamiento, el confinamiento y el postensionamiento (Figura 2.2), todas ellas enfocadas en contrarrestar su baja resistencia a la tracción. Siendo la albañilería postensada una técnica que combina procedimientos de ingeniería recientes con el material más longevo de construcción inventado por el hombre (Ganz, 2003). Conceptualmente la albañilería postensada es una técnica simple que se emplea para incrementar la resistencia a esfuerzos de tracción en la albañilería mediante el postensado. Este pre-esfuerzo de compresión en la albañilería, retrasa o disminuye la aparición de grietas, incrementa su resistencia y rigidez flexural, así como su resistencia al corte (Schultz et al., 1991). Convirtiéndose de esta manera la albañilería postensada en una técnica atractiva para ser empleada en la construcción de obras de infraestructura y edificación, que puede ofrecer un desempeño similar o superior a otros sistemas estructurales convencionales, con un menor costo de construcción y mantenimiento futuro.

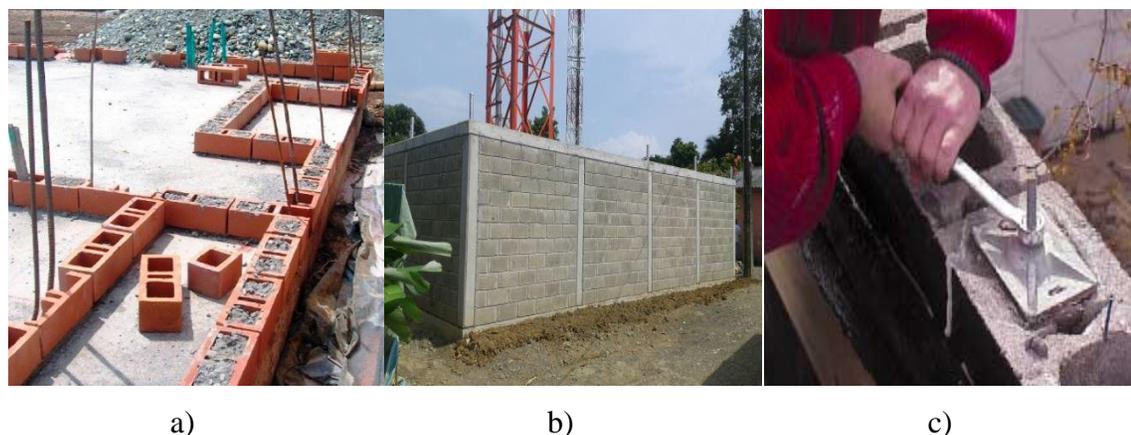


Figura 2. 2 Técnicas para mejorar propiedades de la Albañilería
 a) Albañilería reforzada (www.occiarcillas.com) b) Albañilería confinada (MyM Torres)
 c) Albañilería Postensada (Biggs, 2003)

La literatura existente sobre el estado del arte de la albañilería postensada, confirman a los ingenieros ingleses como los precursores de las primeras aplicaciones prácticas del sistema de albañilería postensada en el mundo. Una de las primeras aplicaciones prácticas de la albañilería postensada se registra el año 1825, para la construcción de un túnel bajo el río Támesis al sur de Inglaterra (Foti et al., 2000). Posteriormente, en el año 1953, uno de sus más sobresalientes precursores en el Reino Unido, J. Felix Samuely, reportó la construcción de una escuela en Inglaterra bajo el uso de este sistema estructural. Seguido de estas primeras aplicaciones, el Ingeniero W. G. Curtin, otro de los grandes expositores de la albañilería postensada en el Reino Unido, aplica la albañilería postensada para la construcción de muros diafragma (con cavidades) entre los años 1975 y 1986 con muy buenos resultados (Devalapura et al., 1997). De igual manera, también se han reportado por los ingleses el uso de esta tipología estructural para la construcción de tanques de almacenamiento de agua, muros de contención, muros largos en edificios, pasarelas peatonales y pilares para puentes ferroviarios y de carreteras (Ganz, 2003). La primera documentación sobre investigaciones de este sistema estructural se da durante la era victoriana en Inglaterra, los primeros registros datan sobre la construcción de pisos y luego para la fabricación de vigas con relleno de grouting. Con el tiempo esta técnica se comenzó a implementar satisfactoriamente en países como Alemania, Francia, Nueva Zelanda y

más recientemente en Suiza y Estados Unidos. Gran parte los proyectos construidos con esta técnica fueron desarrollados en zonas con amenaza sísmica baja (Wight, 2006).

La primera aplicación de la albañilería postensada en Estados Unidos fue reportada por P. H. Jackson en 1886, en la cual empleó barras y tuercas en la construcción de una viga postensada que posteriormente fue patentada para su uso en losas (Devalapura et al., 1997). Esta patente fue seguida por Brinkman y Lee quienes desarrollaron una losa de piso en la que las barras de refuerzo mantienen los ladrillos unidos al apretar un sistema de tuercas en sus extremos. En 1932, Jagdmann incrementó el nivel de tensión sobre la losa de piso produciendo un efecto de arco sobre ella y mejorando de esta manera su desempeño estructural (Aridru, 1992). Posteriormente, Taylor (1961) registra la aplicación del postensado sobre un muro de piedra apilada que servía para la contención de tierras y que más adelante conduciría a otro gran número de aplicaciones. A pesar de que el concepto de albañilería postensada se remonta a principios del siglo 1800, la literatura disponible no ofrece ninguna mención de muros de albañilería postensada hasta el año 1970, cuando Hanlon (1970) reportó técnicamente el uso de albañilería de concreto postensada en la construcción de varios edificios de uno y dos pisos, así como en un edificio de seis plantas en Nueva Zelanda (Aridru, 1992).

De esta manera, a pesar de que la albañilería postensada es una técnica que ha tenido un desarrollo reciente en el tiempo, sus precursores revelan el importante desempeño estructural que ha mostrado este sistema frente a los prototipos convencionales de construcción de infraestructura y auguran un muy buen futuro y aplicabilidad de la albañilería postensada en todo el mundo. No obstante, todavía son mucho los interrogantes que faltan por resolver sobre el desempeño mecánico de esta tipología estructural y así optimizar el comportamiento estructural de la albañilería postensada y permitir que sea empleada con confianza en la construcción de importantes obras de infraestructura.

2.2 Historia de las normas en Albañilería Postensada

Una de las principales limitaciones que impiden la masificación de la albañilería postensada en todo el mundo, a través de la ejecución de grandes proyectos de ingeniería, es el bajo número de códigos de diseño y construcción a nivel mundial. Han sido pocos los países que han tratado el tema, y esto se debe en gran parte a que existe un desconocimiento pronunciado sobre el desempeño real de la albañilería postensada, y no hay elementos concretos en su filosofía de diseño. Aunque el sistema de albañilería postensada ha mostrado en diversas investigaciones que presenta una reducción en los costos totales del proyecto, algunos códigos limitan su uso a zonas de baja intensidad sísmica (Biggs, 2003).

A mediados de la década de 1960 y durante un periodo aproximado de 20 años, se generó un importante desarrollo en investigación y aplicación del nuevo proceso constructivo de la albañilería postensada en Inglaterra, Australia y Nueva Zelanda (Bean, 2007). Pero sólo fue el auge de la albañilería postensada en el Reino Unido lo que motivó el desarrollo de un nuevo código sobre este sistema, que se empieza a redactar en 1978 y es finalmente aprobado en el año 1985 por The British Standards Institution, denominado BS 5628-1985: “Code of Practice for Use of Masonry”, éste código está basado en las especificaciones de diseño para estados límites de la albañilería (Schultz et al., 1991). Posteriormente, los principales desarrollos de la albañilería postensada fueron incorporados en el BS 5628 part 2 denominado “Code of Practice for Use of Masonry, Structural Use of Reinforced and Prestressed Masonry”. Con las directrices de este código, en el Reino Unido se comenzaron a construir muros en albañilería postensada, especialmente, muros diafragma y muros en aleta (Bean, 2007). Posterior a la incursión de la albañilería postensada en Europa, a principios de la década de los años 1990 se comienza un estudio detallado para revisar la posible incorporación de una normatividad sobre este sistema estructural en Estados Unidos (Laursen, 2002). Luego del estudio, las propuestas fueron publicadas en el “Building Code Requirements for Masonry Structures” para el año 1999 por el Masonry Standards Joint Committee (MSJC) (Biggs, 2001), que

está compuesto por el American Concrete Institute (ACI), the Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers (ASCE), y The Masonry Society (TMS). Este código fue inspirado en los más importantes códigos de albañilería y concreto postensado para la fecha y en gran parte de los numerales incluidos en la norma BS 5628 (Laursen, 2002).

AS-3700 fue el primer código de albañilería postensada adoptado en Australia en el año 1998, que tuvo su más reciente actualización en el año 2011. Éste código tiene como principal objetivo las zonas de baja actividad sísmica, pero que a su vez puede ser empleado en zonas de amenaza sísmica alta, siempre y cuando las estructuras trabajen en el rango elástico para las solicitaciones del sismo. Gran parte de las disposiciones de esta norma está inspirada en los fundamentos del código BS 5628:1995 (Laursen, 2002). Una pequeña mirada la evolución y desarrollo de los códigos en la inserción de la albañilería postensada a nivel mundial se muestra en la Tabla 1.1. Todos estos códigos están basados principalmente en las definiciones iniciales propuestas por el código BS5628 en lo referente a albañilería postensada.

Tabla 2. 1. Evolución de los códigos de albañilería postensada

País	Código
Inglaterra	British Standards BS5628 en 1985, BS5628-2 en 2000 con actualización más reciente BS5628-2 en 2005
Australia	Australian Masonry Design Standards AS3700 en 1998, con actualización más reciente en 2011
USA	Masonry Standards Joint Comité MSJC en 1999, 2003, 2005, con actualización más reciente en 2013.
Canadá	CSA S304.1 en 1994, 2010, con actualización más reciente en 2014.
Nueva Zelanda	NZS 4230 en 1990, con actualización más reciente en 2004

Se observa en la mayoría de los códigos de albañilería postensada que las fórmulas de diseño y los parámetros de modelación se asemejan mucho a lo establecido por los códigos de hormigón postensado. En gran parte, esta filosofía se establece puesto que las unidades de albañilería presentan dentro de su comportamiento no-lineal una similitud en su curva esfuerzo-deformación unitaria al comportamiento observado por elementos de hormigón postensado (Ganz, 2000). Estudios previos han mostrado que los códigos de albañilería postensada son demasiado conservadores. Elementos en albañilería postensada como vigas en “I”, vigas en “T”, muros diafragma en voladizo para contención de tierras, estribos de puente, entre otras, son capaces de resistir cargas mucho mayores que las permitidas por la mayoría de los códigos de diseño. Pero, a pesar que estas investigaciones apoyan la conclusión de que las disposiciones de los códigos son conservadoras, ninguna de ellas ha sido capaz de decir cuán conservadoras son (Lissel, 2001). Esta falta de definición puede ser probablemente por las amplias variaciones en la predicción de la resistencia al corte que se observa en los diferentes códigos de albañilería postensada a nivel mundial (Page, 1989).

2.3 Bondades y Limitaciones de la Albañilería Postensada

La técnica de postensado en la albañilería es un eficiente sistema de optimización estructural que permite mejorar muchas de las propiedades inherentes de la albañilería tradicional y disminuir los efectos adversos de su baja resistencia a la tracción. A continuación, se enumeran algunas de bondades más relevantes que han reportado algunos investigadores de este sistema estructural a través del tiempo:

- Incrementa la resistencia fuera del plano en muros (Schultz et al., 1991).
- No se generan pérdidas de tensionamiento por las deformaciones elásticas que se producen en los materiales (Schultz et al., 1991).
- Produce un cambio en el mecanismo de falla frágil, proporcionando una ductilidad aparente al sistema (Devalapura et al., 1997).

- Su gran versatilidad para ser empleada en la rehabilitación y repotenciación de edificaciones históricas (Ganz, 1997).
- Comparada con la albañilería reforzada, genera una reducción en la cuantía de acero (Rodríguez et. al., 1998).
- El pre-esfuerzo del postensado incrementa la resistencia al cortante (Laursen y Ingham, 1999).
- No requiere de relleno de grouting en las celdas (Wallace, 1999).
- Las deformaciones se recuperan casi en su totalidad al descargar la estructura (Laursen and Ingham, 1999) y (Korany et al., 2001).
- Aumenta la resistencia a la flexión (Foti et al., 2000).
- La energía que se introduce al sistema por el postensado es almacenada como energía elástica en los cables, que se recupera casi en su totalidad al descargar la estructura (Ganz, 2000).
- El postensado en la estructura reduce las infiltraciones de agua (Biggs, 2001).
- No requiere de mano de obra especializada (Torres, 2001).
- El postensado genera una protección adicional contra la corrosión del acero (Biggs, 2001).
- Disminuye los tiempos y desperdicios dentro de su construcción (Wight, 2006).
- Disminuye las grietas bajo cargas de servicio (Bean, 2007).
- Posee una gran durabilidad, que disminuye sus costos de mantenimiento (Bean, 2007).
- Sus buenas propiedades térmicas y acústicas de aislamiento (Bean, 2007).
- El control de calidad a los materiales por ser un sistema prefabricado.
- Las facilidades que presenta el sistema para desensamblar sus componentes, lo que permite su reciclaje o futura reutilización en otros proyectos constructivos. Una gran herramienta dentro del manejo de sustentabilidad en proyectos de construcción en armonía con el medio ambiente.

A pesar de estas bondades, se han observado también algunas posibles limitaciones que puede presentar este sistema:

- Falta de normatividad que regulen la albañilería postensada (Foti et al., 2000).
- El desconocimiento de sus propiedades mecánicas dentro del diseño sísmico como son: ductilidad y capacidad de disipación de energía (Laursen, 2002).
- Las pérdidas de tensionamiento a largo plazo.
- Ausencia de una metodología de modelación numérica simplificada que permita simular su respuesta estructural.
- Requiere de una mayor precisión en su proceso constructivo que la albañilería reforzada o confinada.
- Requiere de una protección especial contra la corrosión.

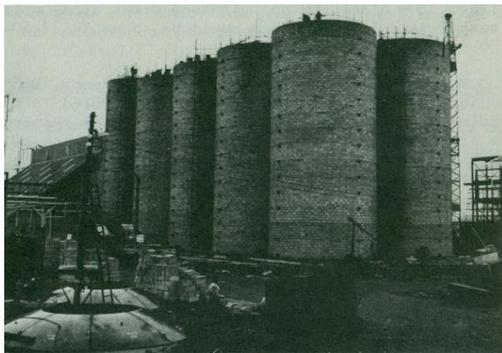
Al analizar las bondades y limitaciones que tiene la albañilería postensada, se observa que esta metodología ofrece potencial para convertirse en un sistema estructural que pueda ser empleado en la construcción de edificaciones y obras de infraestructura de mayor envergadura. Sin embargo, se debe tener un mejor conocimiento de sus propiedades mecánicas, antes que arquitectos, ingenieros y constructores puedan incorporarlo de una manera segura y económica en la construcción de este tipo de obras (Drake, 2004).

2.4 Grandes Proyectos donde se ha aplicado la Albañilería Postensada en el mundo

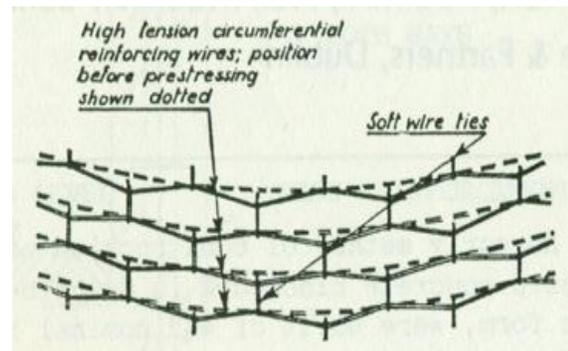
Son varios los grandes proyectos en albañilería postensada que se han construido a la fecha en diferentes lugares del mundo con buenos resultados estructurales y funcionales. Todos estos proyectos han servido de inspiración para que muchos más investigadores en todo el mundo estudien en más detalle la albañilería postensada, y lleven a cabo nuevas implementaciones de este sistema estructural. A continuación, se hace un breve resumen de algunos de estos proyectos.

2.4.1 Construcción de silos para almacenamiento de grano

Construidos en su gran mayoría entre los años 1952 y 1965 en el Reino Unido, con diámetros entre 3.66 m y 9.14 m y alturas entre 16.15 m y 28.35 m (Wight, 2006) (Figura 2.3a). Para el tensionamiento de estas estructuras, los cables fueron colocados en el exterior alrededor de la estructura, y posterior a su postensado fueron recubiertos con concreto lanzado. Más adelante, el sistema de tensionamiento fue modificado por un sistema de reticulado (Figura 2.3b), que resultó ser mucho más eficiente (Schultz et al., 1991).



a)



b)

Figura 2. 3. Silo para almacenamiento de grano en albañilería postensada

a) Silos en albañilería postensada b) Retícula postensado (Curtin et al., 1982)

2.4.2 Construcción de puente vehicular

En 1954 fue construido en Carolina del Norte uno de los primeros puentes en albañilería postensada en el mundo. Su estructura principal estaba constituida por una viga continua en albañilería postensada de 3 luces, y una subestructura en madera con una capacidad para vehículos de hasta 353.1 kN (Wight, 2006). Con una longitud de 15.85 m y un ancho de tablero de 7.74 m, está soportado por 19 vigas pretensadas tal como se muestra en la Figura 2.4.

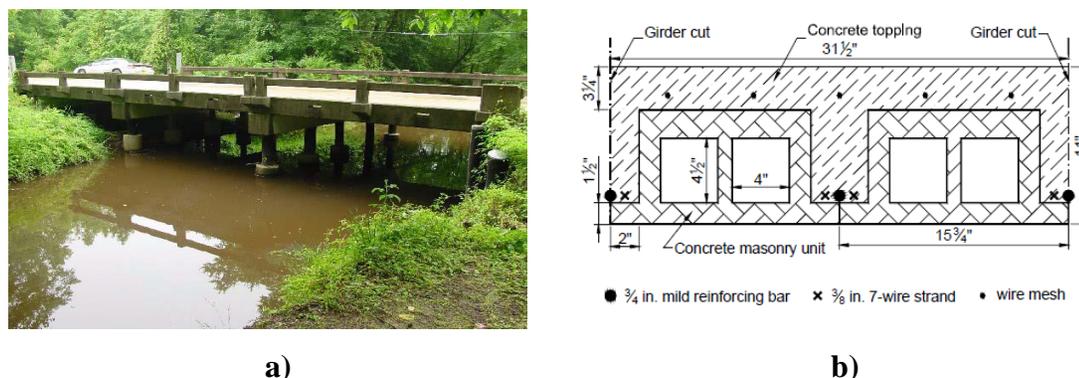


Figura 2. 4 Puente vehicular en albañilería postensada.

a) Vista lateral puente b) sección estructura albañilería postensada (Wight, 2006).

2.4.3 Complejo de Apartamentos

Los primeros registros de construcción de complejos de apartamentos en albañilería postensada provienen de Christchurch en Nueva Zelanda para el año 1970, las primeras construcciones fueron viviendas de un solo nivel diseñadas por Hanlon a las que siguieron edificaciones de dos niveles que otorgaron una mayor economía en su construcción si se compara con las viviendas iniciales (Wight, 2006). La experiencia adquirida por Hanlon en estos proyectos, le permitieron diseñar y construir edificaciones de 6 pisos, en las cuales los muros tenían espesores de 20 cm y 30 cm y las barras fueron postensadas con gatos hidráulicos y recubiertas con tubos de polietileno para prevenir su corrosión, los cuales posteriormente fueron sellados mediante el calentamiento de sus extremos y rellenados con mortero (Schultz et al., 1991). Durante la construcción del proyecto no se presentaron problemas con la operación del postensado, de igual manera, se observó una reducción en los costos del proyecto si se compara con otros sistemas convencionales y tuvieron un buen desempeño ante los recientes eventos sísmicos. Similarmente, en Bogotá-Colombia fue construido un prototipo de albañilería postensada para una vivienda de interés social en el sector de Mazurén (Figura 2.5). Consistía en un proyecto de tres niveles en albañilería estructural con perforación vertical (Torres, 2001).



Figura 2. 5 Casa modelo de la urbanización Mazurén en Bogotá (Torres, 2001).

2.4.4 Repotenciación y Rehabilitación de Edificios Históricos

Una de las novedosas aplicaciones que se ha dado al sistema de albañilería postensada, ha sido la repotenciación de edificaciones históricas que conforman, en gran parte, el patrimonio de la humanidad. Muchas de ellas han sufrido algunos daños durante la ocurrencia de movimientos sísmicos, y otras se han adecuado con este sistema para mejorar su comportamiento estructural frente a este tipo de eventos. Hanlon (1973) hace una descripción de varios campanarios de templos históricos que han sido rehabilitados usando la técnica de postensado. El sistema de postensado es considerado en la actualidad como la metodología más eficiente para la adecuación estructural y arquitectónica de este tipo de estructuras, dado a que proporciona gran resistencia, con el mínimo de intervención o alteración de las condiciones iniciales de la edificación (Ganz, 2003). Dentro de las primeras aplicaciones que se encuentran en la literatura, está la torre de la oficina central de correos en Sydney-Australia, con más de 100 años de construida (Figura 2.6). Esta estructura fue restaurada a finales de la década de los 80 (Ganz, 2003).



Figura 2. 6 Torre Edificio de Correos Ciudadela Sydney, Australia (Ganz, 2003)

2.4.5 Tanques para almacenamiento de líquidos

A comienzos de la década de 1990 en el estado de Virginia sobre la costa este de los Estados Unidos, la compañía VSL diseñó y supervisó la construcción de dos tanques para el tratamiento de 15.000 m^3 de aguas residuales y 10.000 m^3 para la purificación de agua. La altura de los tanques fueron 9.14 m y 5.49 m, con diámetros de 45.72 m y 48.77 m y paredes de 30 cm y 25 cm de espesor, respectivamente (Wight, 2006). El tiempo de construcción de ambos tanques fue aproximadamente de 6 meses.

2.4.6 Construcción de un Centro Industrial.

Durante el transcurso de 1993 fue construido un centro industrial con la implementación de albañilería postensada en la ciudad de Altendorf, Suiza (Figura 2.7). Dicha construcción poseía un muro de 13.8 m de altura sometido a presiones de viento muy altas. Al comparar los diseños de este muro empleando la técnica de albañilería postensada y las técnicas convencionales de reforzamiento, se llegó a la conclusión de que el sistema postensado era técnicamente el más adecuado, y su costo de construcción mucho más bajo. Los cables fueron protegidos contra la corrosión y sellados con una tapa de acero en la zona de tensionamiento (Ganz, 2003).



Figura 2. 7 Centro Industrial Altendorf, Suiza (Ganz, 2003)

2.4.7 Construcción de Pasarelas Peatonales

En el año 1994 en la ciudad de Tring, Reino Unido, fueron construidas dos pasarelas peatonales de 7 m de longitud (Figura 2.8). Según la literatura, se considera a estas pasarelas peatonales, las primeras construidas en vigas postensadas en todo el mundo. Los cables fueron curvados mediante un elemento deflector para generar la forma curva característica del puente. De igual manera, los cables, como único refuerzo en el tablero del puente, fueron anclados en las vigas sobre sus extremos. Uno de los puentes fue reforzado con cables de acero y el otro con fibras de carbono FRP. La construcción de los tableros se hacía en posición horizontal en un lugar adyacente, y su postensado sólo se realizaba cuando se iba a colocar en su posición final (Ganz, 2003). El principal resultado de estos puentes ha sido su gran durabilidad en el tiempo, con un muy bajo costo de mantenimiento (Foti et al., 2000). Así mismo, la construcción de los puentes generó un ahorro aproximado del 17% en su costo total, si se compara su construcción con un puente en concreto reforzado tradicional (Schultz et al., 1991).



Figura 2. 8 Puente Peatonal en Tring, Reino Unido (Ganz, 2003)

2.4.8 Construcción del Museo Técnico de Berlín en Alemania

Un edificio de 4 pisos construido en 1998, cuya estructuración principal estaba soportada por un pórtico metálico en losas de concreto y muros cortina, contenía sobre su perímetro un muro de 25.5 m de altura, 8.8 m de largo y 0.24 m de espesor (Figura 2.9). Dicho muro soportaba solo su peso propio, y adicionalmente estaba sometido a grandes presiones de viento, por lo cual se tomó la decisión de construirlo en albañilería postensada con muy buenos resultados tanto arquitectónicos como estructurales (Ganz, 2003).



Figura 2. 9 Museo Técnico de Berlín (Ganz, 2003)

2.4.9 Construcción de barreras de Protección contra Ruido

A finales de agosto del 2000, fue construido en cercanías de Denver-Colorado en Estados Unidos un muro pantalla de 3.66 m de altura mediante el sistema de albañilería postensada, como protección contra el ruido generado por el tránsito vehicular de una autopista aledaña (Figura 2.10). La Universidad de Wyoming en asociación con el Departamento de Transporte de Colorado midieron pérdidas de postensado en el tiempo, registrando pérdidas iniciales de aproximadamente 6%, y después de 2 años del 27.9%. (Wight, 2006).



Figura 2. 10 Construcción de barreras de protección contra el ruido (Woodham, 2001)

2.4.10 Construcción de una casa en Nueva Zelanda con un diseño sísmico innovador

Wight et al. (2007) desarrollaron en la Universidad de Auckland la primera casa de albañilería de concreto postensada que cumpliera con los mínimos requisitos sísmicos de Nueva Zelanda, basados en los resultados de las investigaciones dinámicas previas realizadas al sistema estructural (Figura 2.11). Todos los materiales empleados para la construcción fueron de distribución comercial. Los rendimientos de construcción fueron

superiores si se compara con los sistemas convencionales, principalmente por haber empleado en la construcción los bloques de concreto sin mortero. Por la naturaleza del sistema, los muros tienen una interconexión con el piso del sistema, lo que hace que el diseño de la cimentación requiera de las mínimas especificaciones. El postensado de los componentes del sistema es un proceso relativamente simple, que emplea equipos fácilmente disponibles y que requiere muy poca mano de obra calificada.



Figura 2. 11 Casa en albañilería postensada (Crigler, 1991)

2.4.11 Construcción de una estación de Bomberos

La estación de bomberos de Rushden, fue la última de una serie de nuevas estaciones operativas que construyó el estado de Northamptonshire en Inglaterra a finales del mes de octubre en el año 1985 (Figura 2.12). Para la construcción de esta estación se empleó el sistema de albañilería postensada con unidades de arcilla, por ser la solución más sencilla y económica frente a las demás alternativas estructurales, cumpliendo al mismo tiempo con las duras exigencias arquitectónicas. Dentro de este sistema estructural se desarrollaron muros diafragma en voladizo de 9.5 m de alto por 16.2 m de largo (Allen, 1986).



Figura 2. 12 Construcción de estación de bomberos de Rushden en Inglaterra (Allen, 1986)

2.4.12 Construcción de un Paso Nivel

El diseño y la construcción de dos pasos de nivel para los trenes de 6.85 m de altura que comunican los pueblos de Glington y Northborough en el Reino Unido, han sido otra aplicación exitosa de la albañilería postensada en obras de infraestructura (Figura 2.13). Esta técnica constituye el primer uso de la albañilería postensada de arcilla para grandes cargas en el Siglo XX. Este proyecto demuestra el potencial uso que puede darse a este sistema estructural y que fue juzgado por varios diseñadores como un sistema eficiente, tanto en el aspecto técnico de ingeniería como en el que respecta al ahorro económico del proyecto (Halsall, 1991).



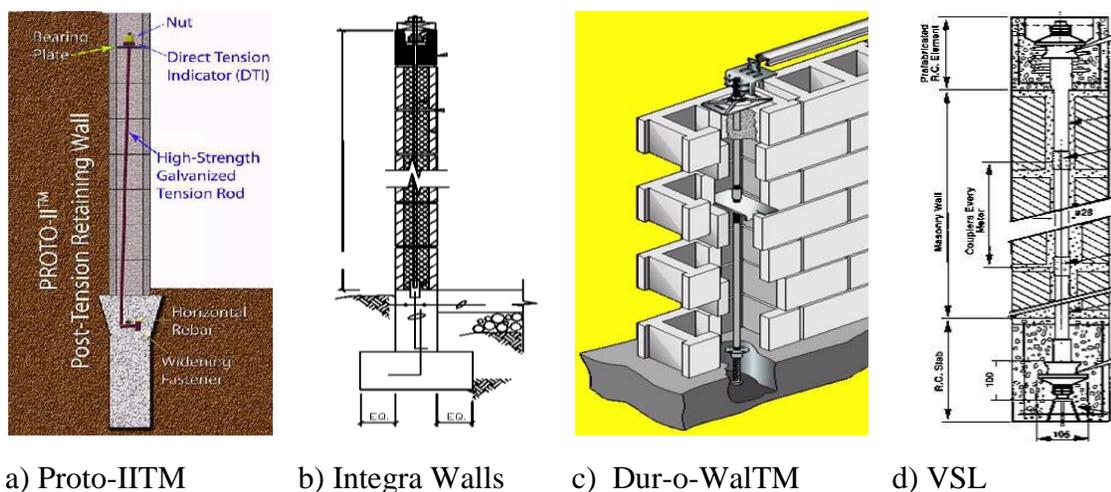
Figura 2. 13 Paso nivel tren de Glington y Northborough en el Reino Unido (Halsall, 1991)

2.5 Modelos de Patente en Albañilería Postensada

En la actualidad, existen diversas metodologías de construcción que han generado patentes sobre la construcción del sistema en albañilería postensada alrededor del todo el mundo. La mayoría de ellas han sido patentadas en EEUU, y se centran sobre la construcción de muros de albañilería postensada con cargas en y fuera del plano. Cada uno de estos sistemas han sido validados a partir de una significativa etapa experimental, y cada uno de ellos cuenta con varios millones de metros cuadrados de muros instalados en sitio en varias décadas desde su invención, con una falla de menos del 1% del total construido (Wight, 2006). Varios de estos sistemas de patentes cuentan con elementos que sirven para el direccionamiento del cable, arandelas indicadoras de tensión para establecer los niveles de tensionamiento adecuados para la albañilería y generalmente no llevan relleno de grouting en sus celdas, aunque generalmente se rellena la celda donde se aplica el tensionamiento superior. Las aplicaciones de estas patentes han estado dirigidas principalmente la construcción de muros para cercado, muros de contención, muros de casas de uno o dos pisos, barreras de ruido, entre otras.

Dentro de los principales sistemas constructivos patentados se muestra en la Figura 2.14:

- Proto-IITM
- Sistema de muros Integra
- Sistema Dur-o-Wal Sure-Stress™
- Sistema VSL



a) Proto-IITM

b) Integra Walls

c) Dur-o-WalTM

d) VSL

Figura 2. 14 Sistemas Patentados de Albañilería Postensada.

2.6 Desarrollo de las diferentes Investigaciones en el Mundo sobre Albañilería Postensada

A pesar del reciente desarrollo que ha tenido la albañilería postensada a nivel mundial, son varios los trabajos de investigación que se han llevado a cabo con el fin de conocer más al detalle su comportamiento mecánico y el desempeño de sus principales tipologías estructurales. Las primeras investigaciones de mayor rigurosidad científica en albañilería postensada, fueron desarrolladas especialmente en muros con carga lateral en el plano del muro durante la década de 1970 en el Reino Unido (Lissel, 2001). Los mayores compendios sobre las investigaciones y desarrollos realizados en albañilería postensada a nivel mundial fueron dados a conocer entre los años 1935 y 1991, acorde a publicaciones desarrolladas por Shrive (1988), Bell (1989), Mirmiran y Wolde-Tinsae (1989) y Schultz y Scolforo (1991). El desarrollo de este sistema estructural en las últimas dos décadas ha sido bajo, lo que genera la necesidad de un nuevo desarrollo de investigaciones que nutran la base de datos sobre el desempeño mecánico de este sistema, y aporten a la generación de nuevas y eficientes herramientas de diseño estructural para la albañilería postensada.

La mayoría de las investigaciones ha concentrado sus estudios sobre técnicas de postensado en la albañilería (Bean y Schultz, 2003). Dentro de las investigaciones en

albañilería postensada desarrolladas en el mundo, las unidades de arcilla han sido las más populares en las investigaciones desarrolladas en el Reino Unido y Europa, por el contrario, las unidades de bloques de concreto han sido las que mayor desarrollo han tenido para las investigaciones desarrolladas en Estados Unidos y América en general (Devalupra et al., 1997).

A continuación, se hace un breve recorrido sobre los principales descubrimientos realizados a las diferentes tipologías constructivas que se han ensayado en albañilería postensada a nivel mundial. En este resumen, se plasman los principales hallazgos referentes al comportamiento mecánico de cada uno de los diferentes sistemas estructurales de mayor uso en la ingeniería, y se enumeran algunos vacíos del conocimiento detectados en este estado del arte, que se espera sean resueltos en próximas investigaciones por las nuevas generaciones de estudio en la albañilería postensada.

Dentro de esta recopilación bibliográfica no se encontró material experimental relacionado con ensayos de albañilería postensada sin relleno de grouting, lo que confirma la necesidad de realizar una investigación que verifique el desempeño estructural de este sistema estructural y observar de esta manera su viabilidad para ser implementado como estructura de contención de tierras.

2.6.1 Vigas

Dentro de las primeras investigaciones desarrolladas en albañilería postensada, se encuentra el estudio sobre elementos tipo viga desarrollado por Anderegg y Dalzell en 1935, donde se pudo observar las bondades estructurales y limitaciones de este sistema estructural. Posteriormente, se encontró que dicho sistema muestra una recuperación de la deformación al momento de la descarga entre el 65% y el 95% de su deformación total, cerrándose casi por completo las fisuras generadas durante los ensayos al suspender la carga (Fincher, 1969), (Mehta y Fincher, 1970), (Pedreschi y Sinha, 1982). Así mismo, el sistema de postensado incrementa la resistencia a cortante a medida que la relación a/d

disminuye, y dicha incidencia fue menor en vigas con cables no adheridos, caracterizándose las fallas de corte por ofrecer un comportamiento dúctil representado por la propagación de grietas inclinadas desde el punto de apoyo de la viga hasta la zona de aplicación de la carga (Fincher, 1969), (Pedreschi y Sinha, 1982), (Garwood, 1983, 1984), (Sinha et al., 1984), (Pedreschi y Sinha, 1985), (Walker, 1987), (Sinha y Pedreschi, 1991), (Sinha, 1994), (Baqi et al., 1999), (Foti et al., 2000).

El comportamiento inicial de la curva carga- deflexión para casi todas las vigas fue lineal, mostrando una mayor rigidez si se comparan con vigas de albañilería reforzada, con agrietamiento sólo visible para niveles de carga entre el 55% y el 70% de la carga última (Pedreschi y Sinha, 1982), (Neis et al., 1989). Las guías en los cables aumentaron entre un 39% y 100% la capacidad a flexión de las vigas, ofreciendo una mayor ductilidad (Williams y Phipps, 1982 y 1983), (Montague y Phipps, 1984), (Curtin, 1987), (Urrego y Bonett, 2011), sin una influencia significativa en su desempeño estructural por la variación en la resistencia del mortero (Baxter, 1979 y McDonald, 1980). Respecto al nivel de tensionamiento, se observa que no existe ninguna ventaja estructural cuando se proporciona niveles de tensión inicial inferiores al 33% de la fuerza total de pretensado (Garwood, 1988). Todo lo anterior indica que la aplicación de este sistema en vigas podría ser competitivo económicamente en esquemas de producción en masa (Neis et al., 1989), y al mismo tiempo se muestran las ventajas estructurales de esta tipología de construcción para ser implementada en la construcción de estructuras de contención de tierras.

2.6.2 Losas

Existen pocas documentaciones sobre el uso de la albañilería postensada para la construcción de elementos tipo losa, dentro de las pocas investigaciones encontradas en la literatura se puede observar el estudio realizado por Baqi en 1992, que presentaron un comportamiento estructural muy similar al desarrollado en vigas de albañilería reforzada, con una razonable ductilidad y capacidad de carga frente a esfuerzos de flexión (Baqi, 1992), (Baqi et al., 1999). Posteriormente, Bonett y Urrego (2008), identificaron un

comportamiento isotrópico en un sistema de losas bidireccional, que reducen los tiempos y costos de construcción bajo parámetros de construcción más limpia, en armonía con el medio ambiente.

2.6.3 Muros Fuera del Plano

A pesar de que no se encuentran dentro de los primeros elementos estructurales que fueron investigados en albañilería postensada, los muros son una de las principales aplicaciones prácticas de este sistema estructural en todo el mundo. Dentro de las primeras investigaciones del comportamiento mecánico fuera del plano en muros de albañilería postensada, se reportan diversas aplicaciones prácticas de la albañilería postensada en Estados Unidos (Taylor, 1961). Otra de las primeras aplicaciones, es un muro en voladizo empujado para la construcción de una iglesia evangélica del Reino Unido “Salvation Army” (Curtin et al., 1982). Posteriormente, un sistema con diseño similar al muro en voladizo de la iglesia evangélica, fue empleado para construir un muro de contención en el Reino Unido con excelentes resultados en su funcionamiento (Bradshaw et al., 1982).

Dentro de los principales resultados experimentales que se reportan en la literatura se establece que los muros de albañilería postensada presentan un comportamiento elástico-lineal hasta el momento de agrietamiento, con una adecuada ductilidad, una adecuada capacidad de deformación y disipación de energía antes de colapsar (Curtin y Phipps, 1982), (William Ostag, 1986), (Rodríguez et al., 1988), (Page y Huizer, 1988b), (Ungstad et al., 1990), (Dawe y Aridru, 1992), (Rodríguez et al., 1994), (Lissel, 2001), (Cassar, 2002). El sistema proporciona incrementos en la carga de agrietamiento y resistencia última a la flexión entre 220% y 610%, respecto a la albañilería sin postensar (Williams y Phipps, 1982), (Ostag, 1986), (Garrity y Phipps, 1987), (Hobbs y Daou, 1988), (Curtin y Howard, 1988), (Curtin y Howard, 1991), (Curtin et al., 1991), (Dawe y Aridru, 1992), (Graham y Page, 1994), (Mojsilovic y Marti, 2000), (Torres, 2001), (Ismail et al., 2011). Dicho incremento en resistencia es mayor para grandes niveles de postensado y mayores

excentricidades del cable, pero disminuye con el aumento en la esbeltez del muro (Beck et al., 1987), (Curtin et al., 1988), (Lacika y Drysdale, 1995), (Bean, 2007).

La trabazón de las unidades proporcionó un mejor comportamiento mecánico de los muros fuera del plano de albañilería postensada, con una mejor distribución en las grietas (Ezzeldin et al., 1999), (Mojsilovic y Marti, 2000). Igualmente, fue observado que el sistema recobra su deformación entre un 50% y 60% al descargarse, cerrando casi por completo sus grietas (Curtin, 1986), (Dawe y Aridru, 1992), (Devalapura et al., 1997). Las metodologías de diseño de los códigos de concreto postensado mostraron una buena aproximación para las predicciones estructurales de este sistema (Dawe y Aridru, 1992), (Dawe y Aridru, 1993), (Krause et al., 1996), con reportes de ahorros en costos de construcción cercanos al 25% respecto a muros de albañilería reforzada (Beck et al., 1987), (Curtin, 1987), (Ezzeldin et al., 1999). De esta forma se observa versatilidad de esta tipología estructural para soportar cargas fuera del plano y la necesidad de comprobar el desempeño estructural de muros de albañilería postensada sin relleno de grouting para ser implementados en muros de contención de tierras.

2.6.4 Muros en el Plano

El primer reporte de investigación sobre ensayos en el plano en muros de albañilería postensada se registró en Nueva Zelanda, donde se desarrollaron pruebas sobre muros de corte para una edificación de un nivel. Dentro de las conclusiones principales en esta investigación se observa que el sistema es mucho más económico si se compara con muros de albañilería reforzada, adicionalmente proporciona un incremento en su resistencia a la flexión y aumenta su confiabilidad frente la falla (Hinkley, 1966). Los muros tuvieron un comportamiento inicial con tendencia elástico-lineal, con poca deformación residual, poca disipación de energía y concentración de los daños en zonas específicas del muro (Ostag, 1986), (Geshwinder y Ostag, 1990), (Laursen y Ingham, 2000), (Rosenboom y Mervyn, 2004), (Wight et al., 2006), (Urrego y Bonett, 2011). El postensado otorga un incremento de la resistencia al corte y desempeño a flexión respecto a muros de albañilería reforzada,

proporcionando el cierre de las grietas al descargar (Hanlon, 1970), (Ostag, 1986), (Page y Huizer, 1988), (Geshwinder y Ostag, 1990), (Curtin et al., 1991).

Muros sin relleno de grouting presentaron una mayor resistencia y mayor capacidad de deformación que muros rellenos de grouting (Page y Huizer, 1988), (Laursen y Ingham, 2004). Los muros con pared rellena, cables no adheridos y confinamiento inferior, presentaron un mejor desempeño sísmico, y a pesar de que no desarrollaron una diagonal de compresión estable, y algunos de ellos presentaron daños estructurales significativos, mostraron que las barras no adheridas son una alternativa más competitiva por los pocos daños que se generan posteriores a un evento sísmico (Rosenboom, 2002), (Wight y Kowalsky, 2004). El postensado genera típicamente mecanismos de: auto-centrado, deslizamiento, balanceo, cuña de compresión y grieta en la base del muro (Priestley y Tao, 1993), (Laursen y Ingham, 2000), (Rosenboom, 2002), (Madan et al., 2008), (Urrego y Bonett, 2011). El nivel de tensionamiento inicial superiores al 17% de la resistencia a la compresión de la albañilería evita la falla por cortante y la formación de la grieta de tracción en la zona central del muro, de igual manera, tiene un efecto significativo sobre la respuesta estructural del muro. Dicho nivel de tensionamiento en el cable presentó variaciones y pérdidas considerables a lo largo de la ejecución de los ensayos (Huizer y Shrive, 1986), (Devalupra et al., 1997), (Laursen y Ingham, 2000), (Laursen, 2002), (Wight et al., 2007), (Farshchi et al., 2009). Todos estos resultados muestran que independientemente de la tipología de carga y el tipo de elemento estructural, la albañilería postensada presenta patrones de comportamiento similares y ventajas estructurales que se repiten independiente de la tipología estructural que represente, lo que da muy buenos indicios de la hipótesis de comportamiento que se espera obtener en muros de contención en mampostería postensada sin relleno de grouting.

2.6.5 Resistencia al corte de la albañilería postensada

La resistencia a cortante en la albañilería es uno de sus limitantes en el diseño, y a pesar de este limitante, son pocos los estudios que se han desarrollado a la fecha para comprender un poco mejor su desempeño estructural, debido principalmente a la poca disposición de equipos e instalaciones necesarias para realizar los ensayos de laboratorio por sus altos costos. El estado actual del conocimiento sobre la resistencia al corte en la albañilería es naciente y se hace necesario un modelo satisfactorio para la predicción de este tipo de falla (Meyer, 2000), (Lissel, 2001). La mayoría de los métodos de diseño son muy conservadores y se basan en fórmulas empíricas derivadas de los pocos ensayos de laboratorio que se han generado a la fecha, y ninguna de las teorías formuladas en los diferentes códigos en la temática han sido aceptadas por varios de los investigadores en este tema y pueden variar significativamente de un país a otro (Zulkifli y Ghazali, 1985), (Page, 1989) (Lissel, 2001), sin embargo, el código BS-5628 ha mostrado dar predicciones razonables en vigas con cantidades moderadas de refuerzo y moderada relación luz/profundidad (Li et al., 1994).

La resistencia al corte de la albañilería postensada depende de su nivel de tensionamiento axial, la cantidad de refuerzo vertical, y la resistencia a la compresión de la albañilería (Shing et al. 1990a). El postensado en la albañilería genera incrementos importantes en su resistencia y rigidez a cortante, y la resistencia a la tracción de un muro, dichos incrementos oscilan entre un 40% y un 70% aproximadamente (Pook et al., 1986), (Page y Huizer, 1988^a y 1988^b), (Ghanem et al., 1993), (Shafii, 1997), (Meyer, 2000). La rigidez a cortante es proporcional a su tensión inicial y depende de la disposición geométrica de las unidades y el tipo de material (Allen, 1986), (Shaw et al., 1988), (Huizer et al., 1989), (Curtien et al., 1989), (Shing et al., 1990b), siendo el patrón de apilado de las unidades el que mejor influencia tiene sobre el desempeño a cortante en muros, en la que la traba de las unidades proporciona entre 2 a 5 veces más resistencia que las conexiones atadas para muros diafragma (Capozucca et al., 2000), (Lissel et al., 2000), y el refuerzo horizontal

mejora la ductilidad a cortante de la albañilería (Shing et al., 1989) (Khattab y Drysdale, 1993).

A pesar de los avances significativos que se han hecho en las últimas seis décadas sobre el desempeño mecánico de la albañilería postensada, a la fecha prevalecen un gran número de interrogantes sobre su desempeño estructural que deben ser investigados, como son: el desempeño mecánico de la albañilería postensada sin relleno de grouting, la resistencia al corte de la albañilería postensada, el cálculo de deflexión en elementos sometidos a esfuerzos de flexión, las pérdidas a largo plazo en la albañilería postensada, los niveles mínimo y máximo del tensionamiento inicial de la albañilería postensada que optimicen su desempeño estructural, entre otros. Con base en este trabajo de grado se espera poder resolver el interrogante referente al desempeño estructural de la albañilería postensada sin relleno de grouting bajo esfuerzos de flexión y la incidencia de los principales parámetros de diseño en esta tipología estructural, como son: tensionamiento inicial, excentricidad de la barra, tipología de carga, geometría de la sección transversal y resistencia de la albañilería. El propósito final es la posible implementación de la albañilería postensada sin relleno de grouting en muros de contención de tierras.

3. MODELO ANALÍTICO DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE LA ALBAÑILERÍA

El desempeño estructural de la albañilería está relacionado directamente con las propiedades mecánicas de sus materiales constituyentes. Uno de los principales parámetros que controlan el comportamiento de este sistema es la resistencia a la compresión de la unidad. Para la modelación numérica de la albañilería típicamente se emplean modelos elástico-lineales los que no permiten evaluar adecuadamente el comportamiento real de este material. Los métodos modernos de diseño se basan en el control de desplazamientos, para ello es fundamental conocer las leyes constitutivas de los principales elementos que conforman la albañilería. En este trabajo se ha desarrollado un modelo constitutivo para determinar el comportamiento de bloques de concreto a partir de la correlación entre algunos modelos constitutivos del hormigón y los resultados de una evaluación experimental en 120 bloques aligerados de concreto liviano, clasificados en tres grupos de acuerdo a su nivel de resistencia (10 MPa, 20 MPa y 30 MPa). Los resultados obtenidos permiten identificar que los modelos que involucran dentro de sus parámetros la resistencia del bloque, son los que mejor se ajustan a los resultados experimentales.

3.1 Introducción

La albañilería es un material de comportamiento no-lineal debido, principalmente, a la anisotropía mecánica de sus materiales constitutivos (Haach et al., 2010). Por lo tanto, salvo para deformaciones muy pequeñas, no es correcto emplear formulaciones de comportamiento elástico para establecer el desempeño estructural de la albañilería, ni tampoco suponer valores únicos del módulo de elasticidad para determinar las deformaciones del sistema al aplicársele un conjunto de cargas definido.

3.2 Descripción del Problema

El concreto y la albañilería comparten ciertas características en su desempeño estructural, entre ellas: buena resistencia a la compresión, baja resistencia a la tracción, y fragilidad. Esto hace válido pensar que el conocimiento acumulado de las diversas investigaciones desarrolladas en el concreto se pueda extrapolar, con las modificaciones apropiadas, a la albañilería mediante, por ejemplo, el uso de expresiones analíticas y empíricas similares. Un paso fundamental dentro de la investigación del desempeño mecánico de la albañilería estructural es el conocimiento adecuado de las variables de resistencia de la unidad de albañilería (Jaafar et al., 2006). Lamentablemente, son muy pocas las investigaciones sobre el tema y la mayoría de ellas se han centrado en el comportamiento del conjunto (unidades + mortero), sin preocuparse por lo que sucede con cada una de las partes de manera independiente (Haach et al., 2010). El comportamiento de la unidad de albañilería difiere si se trata de prisma, murete o muro, pues los parámetros de resistencia de la unidad están directamente relacionados con el desempeño de las diferentes configuraciones geométricas del sistema (Jaafar et al., 2006). El esfuerzo de compresión es posiblemente el parámetro más importante a determinar en las unidades de albañilería. Asimismo, la curva tensión-deformación unitaria determina los parámetros de diseño más importantes de la albañilería, los que sirven para predecir el comportamiento estructural del sistema y para identificar los diferentes estados límite de su desempeño mecánico.

3.3 Estado del Arte de los Modelos Empíricos Existentes para el Concreto Convencional

Las investigaciones enfocadas a establecer el comportamiento mecánico de la unidad de albañilería son muy escasas; no obstante, Jaafar et al. (2006) coinciden en que la resistencia de la albañilería está limitada principalmente por la resistencia de su unidad. Lo anterior implica que una de las maneras más eficientes de incrementar el desempeño estructural en la albañilería es optimizando la resistencia de sus unidades.

Por la similitud que existe entre los componentes con los que se produce el hormigón convencional y el mortero en los bloques prefabricados, y dado el vacío que existe en la literatura sobre las curvas de comportamiento mecánico específicas para bloques de concreto, se ha hecho una revisión completa de las diferentes ecuaciones propuestas en la literatura de la curva esfuerzo-deformación unitaria en el concreto, y su posible concordancia con los valores experimentales obtenidos en los bloques prefabricados de concreto (Tabla 3.1).

Tabla 3. 1. Leyes esfuerzo – deformación unitaria para el concreto.

Investigación	Ecuaciones	Parámetros
Hognestad (1951)	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_c} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2 \quad (3.1)$	f'_c, ε_c
Smith y Young (1955)	$\frac{f_c}{f'_c} = \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right) e^{1-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)} \quad (3.2)$	f'_c, ε_c
Sargin, Ghosh, y Handa (1971)	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2}{1 + (n-2)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)} \quad (3.3)$ donde $n = \frac{E_i}{E_c}$	f'_c, ε_c, n
Popovics (1973)	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\frac{n}{n-1}\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)}{\frac{1}{n-1} + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^{\frac{n}{n-1}}} \quad (3.4)$ donde $n = \frac{E_i}{E_c}$	f'_c, ε_c, n

3.4 Aspectos Experimentales

Los bloques ensayados corresponden a piezas de concreto prefabricadas mediante el sistema de vibro-compactación. En Colombia, la norma que establece los requisitos mínimos de dimensionamiento y resistencia mecánica de estos elementos es la Norma Técnica Colombiana NTC 4026-1997, “Ingeniería Civil y Arquitectura. Unidades

(Bloques y Ladrillos) de concreto, para albañilería estructural”, cuyo equivalente es la Norma ASTM C90 (NTC 4026, 1997; ASTM C90, 2016).

3.4.1 Geometría

El bloque de concreto que se estudió tiene forma de prisma recto con 2 perforaciones verticales y simetría en sus dos direcciones principales. Sus dimensiones nominales son 150*200*400 mm y las dimensiones reales aproximadas son $(140\pm 1)*(190\pm 2)*(390\pm 1)$ mm. La sección transversal del bloque posee un área bruta nominal de 54600 mm^2 y un área promedio neta de 32800 mm^2 (60% aproximadamente del área total de la sección) (Figura 3.1). La relación de esbeltez (altura/ancho) de las muestras, es de 1.36, por lo que se tendrían que aplicar factores de corrección si estos resultados se quisieran extrapolar a otras relaciones de esbeltez (Drysdale et al., 1994).

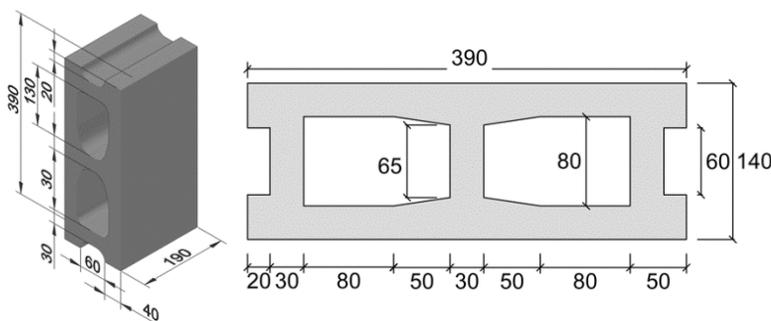


Figura 3. 1 Geometría del bloque

3.4.2 Materiales constitutivos

Se evaluaron bloques con tres niveles de resistencia: resistencia baja [$f'_b=10$ MPa], resistencia media [$f'_b=20$ MPa] y alta resistencia [$f'_b=30$ MPa]. Los materiales constitutivos son los mismos y sólo varía la dosificación de la mezcla. Los materiales constituyentes de los bloques de concreto ensayados, y su respectiva dosificación por peso, se especifican en la Tabla 3.2.

Tabla 3. 2. Dosificación por peso para la construcción de los bloques ensayados.

Tipo de bloque	Resistencia (MPa)	% Dosificación por Peso					
		Arena Fina	Arena Media	Arena Gruesa	Cemento	Ceniza Volante	Agua
Resistencia Baja	10	3%	30%	45%	7%	6%	6%
Resistencia Media	20	4%	40%	36%	10%	5%	5%
Resistencia Alta	30	3%	50%	28%	12%	4%	3%

3.4.3 Metodología del Programa Experimental

Los bloques de concreto fueron ensayados a compresión uniaxial cumpliendo los parámetros establecidos por la Norma ASTM C140 (ASTM C140, 2011). A partir de este ensayo, se obtuvieron las curvas esfuerzo-deformación unitaria de las diferentes unidades de bloque ensayadas hasta llegar a la falla y se establecieron correlaciones de algunos parámetros carga-deformación para este tipo de material.

3.4.5 Montaje del ensayo

Cada bloque de concreto fue cargado monotónicamente con velocidad controlada de 1 kN/s hasta la falla, y se monitoreó su deformación axial con la finalidad de obtener la historia completa de carga-deformación axial, y así los principales parámetros que definen su comportamiento mecánico.

Para la presente investigación se ensayaron hasta la rotura un total de 120 probetas, 70 de ellas corresponden a bloques de resistencia baja ($f'_b=10$ MPa), elemento convencionalmente empleado en el mercado nacional Colombiano, 15 probetas de bloques de resistencia media ($f'_b=20$ MPa), que se emplea particularmente para la construcción de elementos estructurales con un nivel de demanda intermedio y las restantes 35 probetas corresponden a bloques de alta resistencia ($f'_b=30$ MPa), cuya aplicación es ideal en edificios de más de 5 niveles o en estructuras con altos niveles de esfuerzos de compresión.

Las probetas fueron ensayadas en una máquina de compresión servo-hidráulica con capacidad de 2500 kN y una precisión de ± 1 kN, controlada por un sistema de adquisición de datos digital (Figura 3. 2).



Figura 3. 2 Montaje experimental de las probetas ensayadas.

3.4.6 Instrumentación

Para monitorear el desplazamiento en la dirección de aplicación de la carga axial, se colocaron 2 transductores de desplazamiento (LVDT's) a cada lado del bloque con precisión ± 0.001 mm (Figura 3.3). El marco de fijación para la medición del desplazamiento vertical del bloque, fue sujeto en posiciones adyacentes a la zona de vacíos del bloque donde se anticipa que se generarán las mayores deformaciones unitarias de acuerdo con lo reportado por Barbosa y Hanai (2009).

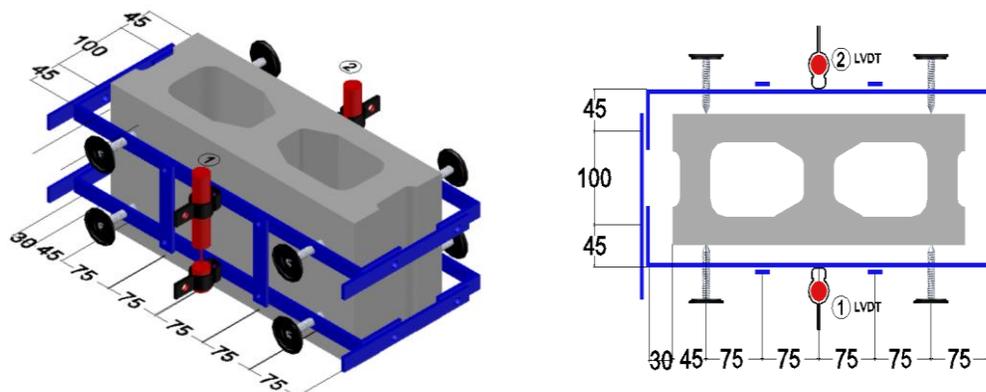


Figura 3. 3 Acople de los LVDT's al marco de fijación al bloque.

3.5 Resultados

A partir de la historia de carga versus deformación axial de cada una de las probetas se obtuvieron las curvas esfuerzo-deformación unitaria de cada uno de los bloques ensayados, y los siguientes parámetros de comportamiento mecánico: módulo de elasticidad (secante y tangente al origen), deformación unitaria máxima, esfuerzo de rotura y su respectiva deformación unitaria.

3.5.1 Curvas esfuerzo-deformación unitaria

La Figura 3.4 muestra que un gran porcentaje de los bloques presenta un comportamiento tensión-deformación relativamente lineal hasta aproximadamente el 75% de su resistencia máxima, punto a partir del cual comienzan a aparecer las primeras fisuras al interior de la unidad de bloque, incrementándose gradualmente su comportamiento inelástico. Para un nivel de carga cercano al 90% de su carga máxima, se observa un mayor incremento del agrietamiento y la posterior falla con desprendimiento de la cuña de grieta diagonal de corte (Figura 3.7).

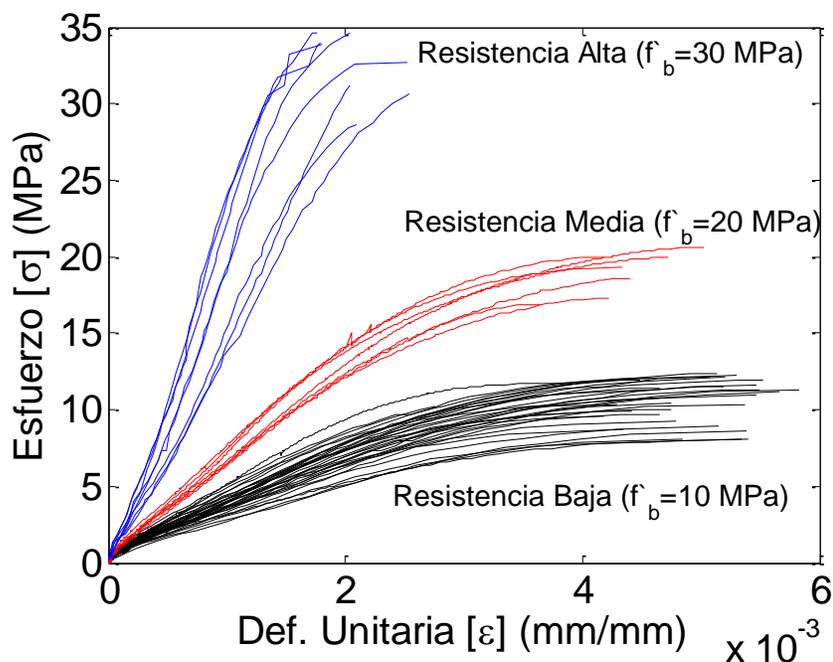


Figura 3. 4 Curvas esfuerzo-deformación unitaria de los bloques ensayados

3.5.2 Módulo de elasticidad

Los resultados experimentales mostraron que las curvas de esfuerzo-deformación de las unidades de albañilería tuvieron un comportamiento aproximadamente lineal en el primer tercio de la curva y después presentaron una tendencia no-lineal. Los resultados obtenidos por las metodologías del Masonry Standards Joint Committee (MSJC, 2005) y del American Concrete Institute (American Concrete Institute -ACI-, 2005) para establecer el módulo de elasticidad de la unidad de albañilería fueron muy similares entre sí, con diferencias inferiores al 10%. De esta forma, se tomó la determinación de trabajar con la ecuación propuesta por el MSJC, por ser una metodología avalada por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10, 2010) en su numeral D.5.2.1.2 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Esta norma establece el módulo de elasticidad secante como la pendiente de la recta secante entre el 5% y el 33% de la resistencia máxima en la curva esfuerzo-deformación unitaria.

Dentro de los modelos analíticos encontrados en la literatura (Popovics, 1973; Sargin et al., 1971), se identificó que un parámetro característico del comportamiento de la curva esfuerzo-deformación unitaria, es la relación entre el módulo de elasticidad tangente inicial (E_i) sobre el origen de coordenadas de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y el módulo de elasticidad secante trazado desde el origen de coordenadas hasta el punto correspondiente al esfuerzo máximo (E_c). Se observa que la tendencia de la razón entre los módulos de elasticidad tangente y secante versus la resistencia a la compresión de los bloques de concreto ensayados presenta una tendencia similar a lo observado en el hormigón convencional, tal como se muestra en la Figura 3.4, y que los resultados experimentales se pueden aproximar satisfactoriamente acorde a lo expresado en la Ecuación 3.5 propuesta por Popovics (1973).

$$n_b = \frac{E_i}{E_c} = \frac{15 \text{ (MPa)}}{f'_b} + 1 \quad (3.5)$$

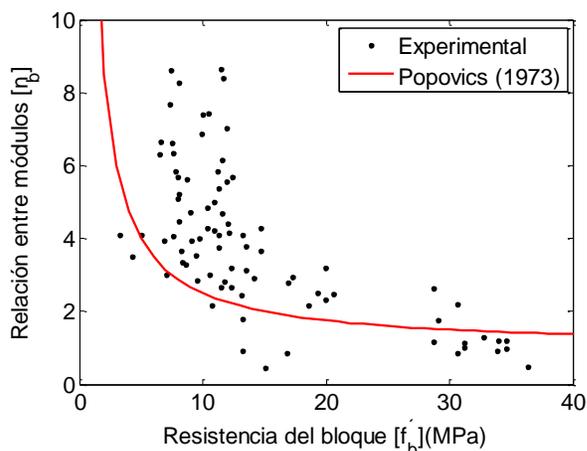


Figura 3. 5 Relación entre módulos de elasticidad experimental versus propuesta Popovics (1973).

En la Figura 3.6 se muestran los resultados obtenidos al evaluar la correlación entre el módulo de elasticidad secante de la unidad de bloque (E_b) calculado acorde a los parámetros establecidos por el MSJC (2005) entre el 5% y el 33% de la resistencia máxima, y la resistencia máxima obtenida experimentalmente en los bloques de concreto.

Sobre esta misma figura se reportan los valores experimentales obtenidos por Kaushik et al. (2007), Haach et al. (2010), Barbosa y Hanai (2009) y por Nwofor (2012).

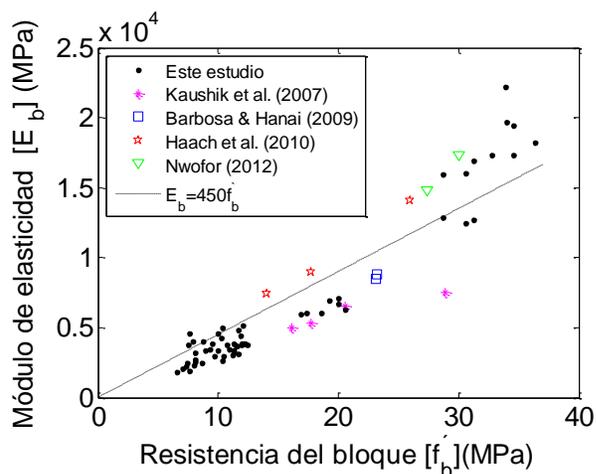


Figura 3. 6 Módulo de elasticidad del bloque versus resistencia a la compresión.

La correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión en los bloques ensayados se ajusta mejor a una relación del tipo $E_b = 450f'_b$. Incluso, la tendencia que se observa en los resultados experimentales no es perfectamente lineal, sino que ligeramente curva. Esta correlación experimental se encuentra cercana a la propuesta de correlación propuesta por Haach et al. (2010), en la que la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería ensayadas fue $E_b = 555f'_b$.

3.5.3 Modos de falla

La falla de los bloques a compresión se caracteriza por una grieta diagonal de corte (Figura 3.7a) la que se produce por una combinación de los esfuerzos generados, por la baja relación de esbeltez del bloque, y por el confinamiento lateral y la fuerza de fricción generada en el contacto entre el bloque y la placa de aplicación de la carga (Barbosa y Hanai, 2006).



Figura 3. 7 Tipos de Falla, a) Falla diagonal de corte, típica en bloques de baja y media resistencia, b) Falla explosiva, típica en bloques de alta resistencia.

Ninguna de las probetas con resistencia baja ($f'_b=10$ MPa) o resistencia media ($f'_b=20$ MPa) presentó una falla explosiva, sino que las fallas fueron acompañadas de la prolongación de las grietas diagonales iniciadas generalmente en los extremos del bloque, similar a lo observado por Barbosa y Hanai (2009) en sus ensayos experimentales. Para los bloques de alta resistencia ($f'_b=30$ MPa) se presentó una falla explosiva (Figura 3.7b), lo que dificulta la detección exacta de un patrón de agrietamiento antes de la falla. Sin embargo, las fisuras iniciales muestran un patrón de agrietamiento similar al observado en bloques de resistencia comercial.

3.5.4 Correlación entre la deformación unitaria en la resistencia máxima y la resistencia a la compresión

Al igual que en el hormigón convencional, los bloques de concreto liviano presentan valores de deformación unitaria máxima que varían de acuerdo a sus niveles de resistencia a la compresión. A medida que la resistencia máxima del bloque de concreto aumenta, su módulo de elasticidad crece y su ductilidad disminuye, por lo que se llega al esfuerzo máximo con una deformación unitaria menor a la obtenida en bloques de menor resistencia (Figura 3.8). Aunque son pocos los autores que especifican una correlación entre la

deformación unitaria correspondiente a la resistencia máxima y el esfuerzo máximo resistente en el concreto (Mohamad et al., 1990; Wee et al., 1996), los valores experimentales obtenidos en tales ensayos muestran una correspondencia aproximada entre estas dos variables tal como se observa en la Figura 3.8.

La correlación propuesta por Mohamad et al. (1990) (Ecuación 3.6) tiene una baja correlación con los valores experimentales obtenidos, puesto que su calibración se hizo con base en resultados de laboratorio en probetas de concreto convencional. En la ausencia de un mayor número de resultados se propone adoptar una relación lineal entre ambas variables (Ecuación 3.7 y Figura 3.8).

$$\varepsilon_c = 0.0078[f'_c(\text{MPa})]^{-\frac{1}{4}} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_b = 0.0063517 - 0.00012543f'_b \quad (3.7)$$

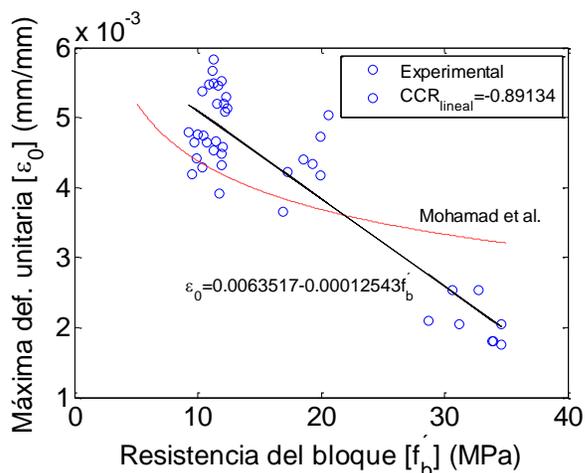


Figura 3. 8 Correlación entre la deformación unitaria máxima (ε_b) y la resistencia a la compresión del bloque (f'_b).

3.6 Resultados versus Modelos Analíticos Existentes

En la Figura 3.9 se pueden observar las curvas normalizadas obtenidas para los bloques de concreto ensayados. Estas curvas muestran que bloques de diferente resistencia poseen

parámetros de curvatura y concavidad que las diferencian entre sí, a pesar de ser la misma tipología de material y de poseer la misma geometría de bloque para ambos casos.

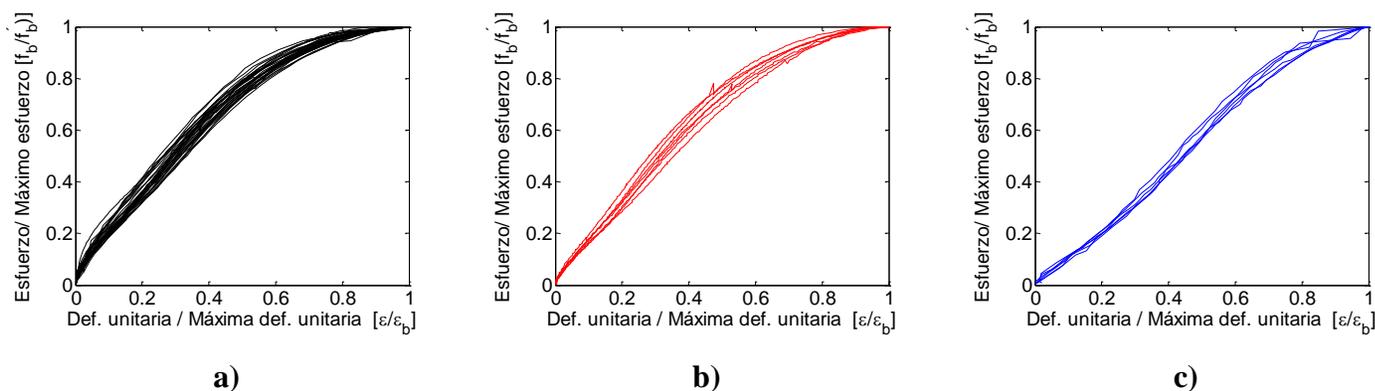


Figura 3. 9 Curvas esfuerzo-deformación normalizadas

a) $f'_b=10\text{MPa}$, b) $f'_b=20\text{MPa}$ y c) $f'_b=30\text{MPa}$

Los primeros autores que establecieron una correlación matemática entre la curva esfuerzo-deformación unitaria para el concreto, Hognestad (1951) y Smith y Young (1955), definieron los parámetros de la curva independientemente del grado de resistencia de la mezcla de concreto. Con el paso del tiempo, autores como Sargin et al. (1971) y Popovics (1973), observaron las variaciones que presentaban las curvas bajo diferentes niveles de resistencia en la mezcla del concreto y propusieron un parámetro adicional en sus formulaciones para incorporar tales efectos. Dicho parámetro n , está definido por la relación entre el módulo de elasticidad tangente inicial (E_t) y el módulo de elasticidad secante (E_c) como se establece en la Ecuación 3.5, donde n toma valores de 1.46, 1.78 y 2.51 para valores para bloques de resistencia alta, media y baja respectivamente.

La Figura 3.10 muestra que existe un comportamiento normalizado muy similar entre los bloques prefabricados de concreto ensayados y el hormigón convencional cuando se someten a esfuerzos de compresión uniaxial. Esta figura muestra cómo los resultados experimentales obtenidos en los bloques de resistencia baja ($f'_b=10\text{ MPa}$) se correlacionan bien con los diferentes modelos analíticos desarrollados en la literatura. El único modelo que se aleja un poco de los resultados experimentales es la curva exponencial propuesta

por Smith y Young (1955). De igual manera, se hizo la comparación entre las curvas normalizadas propuestas en la literatura y los resultados experimentales para bloques de media y alta resistencia (Figuras 3.10b y 3.10c).

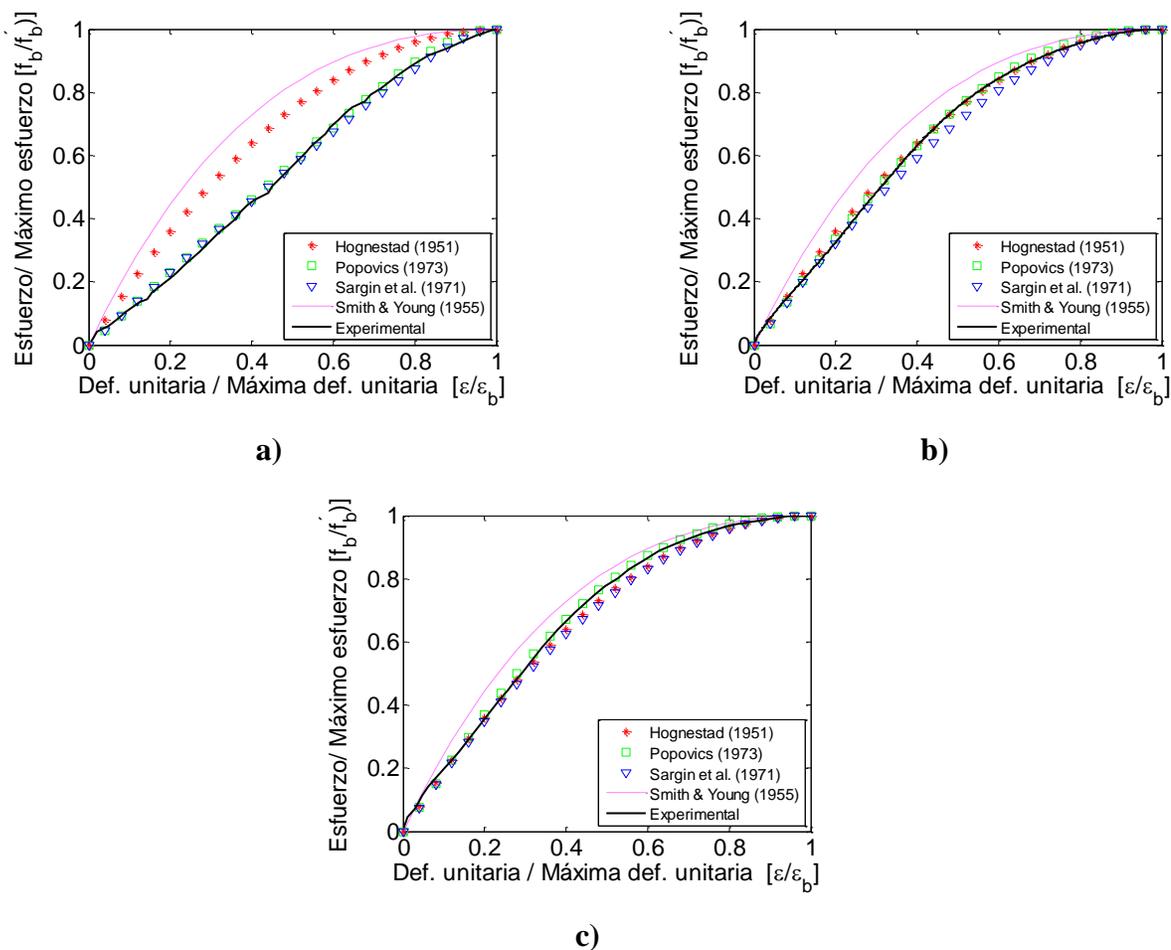


Figura 3. 10 Datos experimentales promedio versus modelos analíticos en bloques de resistencia

a) baja ($f_b' = 10$ MPa), b) media ($f_b' = 20$ MPa) y c) alta ($f_b' = 30$ MPa).

La Figura 3.10 muestra que los modelos analíticos que involucran dentro de sus expresiones parámetros de comportamiento dependientes de la máxima resistencia a la compresión, son los que mejor se ajustan a los valores obtenidos experimentalmente. Por el contrario, modelos como los propuestos por Hognestad (1951) y Smith y Young (1955)

no muestran una correlación satisfactoria con los resultados experimentales para las diferentes resistencias.

3.7 Modelo Analítico Propuesto

Los resultados experimentales obtenidos muestran que las ecuaciones que mejor se ajustan a los ensayos de laboratorio, son aquellas que involucran a la máxima resistencia a la compresión del hormigón dentro de sus parámetros para definir la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria. De esta manera se determinó adaptar la expresión propuesta por Popovics (1973), por su mejor correlación con los resultados experimentales y la simplicidad en su formulación matemática. A partir de las 120 probetas ensayadas, se han ajustado los parámetros empleados por Popovics (1973) calibrándolos a partir de los ensayos realizados.

$$\frac{f_b}{f'_b} = \frac{\frac{n_b}{n_b - 1} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_b}\right)}{\frac{1}{n_b - 1} + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_b}\right)^{\frac{n_b}{n_b - 1}}} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

donde,

$$n_b = \frac{E_i}{E_c} = \frac{15 \text{ (MPa)}}{f'_b} + 1$$

La expresión propuesta (Ecuación 3.8), ha sido formulada en base a los ensayos a compresión uniaxial realizados. La comparación entre los resultados experimentales obtenidos y la curva propuesta se puede observar en la Figura 3.11, donde se aprecia la buena correlación que existe entre los valores experimentales y el modelo analítico propuesto, tanto para los bloques de concreto de resistencia comercial como para los bloques de alta resistencia.

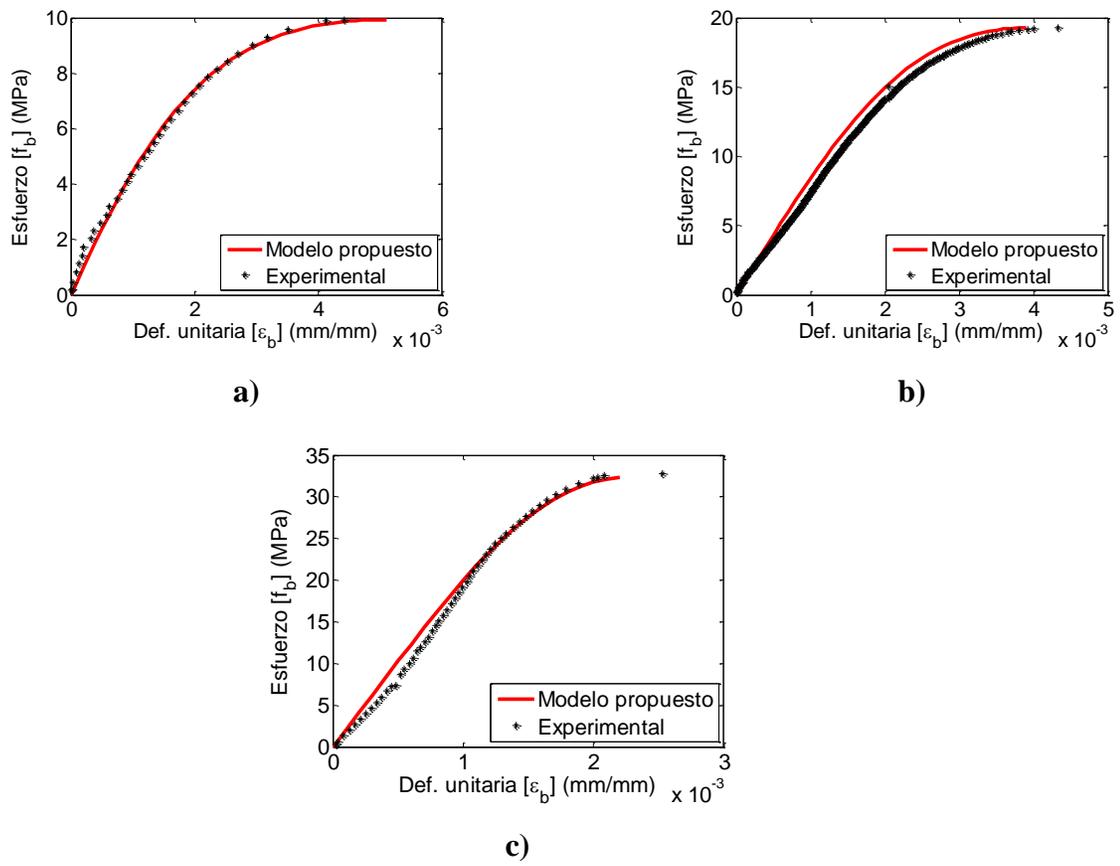


Figura 3. 11 Modelo analítico versus resultados experimentales promedio para a) $f'_b = 10 \text{ MPa}$,
 b) $f'_b = 20 \text{ MPa}$ y b) $f'_b = 30 \text{ MPa}$

4. INFLUENCIA DEL ELEMENTO DE CONTACTO PARA EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA ALBAÑILERÍA.

A pesar de las aparentes desventajas que presenta el mortero como elemento de contacto y pega en la albañilería, como son: control de calidad, cambios volumétricos y tiempos de fraguado y endurecimiento, el mortero es el directo responsable para que se genere una distribución uniforme de los esfuerzos al interior de ella, así como la corrección de las irregularidades presentes en la geometría y superficie de contacto del mampuesto. No obstante, en muchas ocasiones, para el análisis y diseño estructural de elementos de albañilería, se desprecia el efecto del elemento de contacto entre las unidades. El principal alcance de este trabajo es cuantificar la influencia del elemento de contacto en el desempeño mecánico bajo cargas de compresión uniaxial en prismas de albañilería. Para ello se utilizaron diferentes materiales entre las superficies de contacto: mortero, lechada, arcilla, asfalto, residuo industrial, contacto directo con cavidades rellenas de arena y contacto directo sin ningún tipo de relleno. Al mismo tiempo se buscó encontrar un elemento de contacto amigable con el medio ambiente, con baja huella de carbono, con una producción que genere bajas emisiones y no produzca residuos o desperdicios en su aplicación. De igual manera, se busca un elemento de contacto que mejore notablemente las condiciones de trabajabilidad en base a rendimientos de mano de obra y costos de construcción, para ser implementado en futuras aplicaciones prácticas de albañilería postensada.

Dentro de los resultados encontrados se puede observar que el comportamiento mecánico de los elementos de unión tipo mortero, lechada y arcilla es muy similar en deformación al observado respecto a la unidad de albañilería, aunque con valores de máxima resistencia inferiores. Por el contrario, elementos de contacto tipo asfalto, residuo industrial, relleno de arena y contacto directo, generaron un comportamiento diferente al presentado por la unidad de albañilería, ya que presentaron una rigidez inferior acompañada de resistencias de compresión más bajas y mayores deformaciones. El desempeño observado en elemento

de contacto tipo residuo industrial es un comportamiento intermedio entre los diferentes elementos de contacto empleados. Se observa entonces la incidencia que tiene en el comportamiento mecánico de la albañilería los elementos de unión entre las unidades, y que el comportamiento de la albañilería es una combinación entre unidad y el elemento de contacto.

4.1 Introducción

Un gran porcentaje de las edificaciones en el mundo se han desarrollado mediante el empleo de la albañilería como materia prima predominante en su construcción (Foti y Monaco, 2000). Por su gran durabilidad, resistencia y facilidad constructiva, la albañilería se ha convertido en uno de los materiales de construcción más influyentes para la evolución de la humanidad. Sin embargo, los altos tiempos de construcción que requiere el sistema de unión entre unidades mediante el mortero convencional, los tiempos muertos necesarios para el fraguado y curado de este material, así como la influyente incidencia de este material de unión en el comportamiento mecánico de la albañilería, generan la necesidad de estudiar nuevas metodologías de unión entre las unidades que optimicen el comportamiento del sistema y permitan un desempeño más eficiente de la albañilería.

El mortero de pega (cemento + arena + agua) es el material de mayor uso para la unión de unidades de albañilería, se utiliza fundamentalmente para garantizar una distribución uniforme de tensiones entre las unidades de albañilería y corregir algunas irregularidades en las piezas, producto del proceso constructivo. Al mismo tiempo, es el encargado de regular aquellas deformaciones en la albañilería asociadas a dilataciones o contracciones generadas por los cambios de temperatura. Sin embargo, es menos conocido el papel que desempeña el mortero en el comportamiento mecánico de la albañilería tanto para esfuerzos de compresión, como para el control de la deformabilidad del sistema (Haach et al., 2010). Aunque el mortero no es el único elemento posible a ser utilizado como elemento de contacto para la unión de unidades de albañilería, su uso masivo, el bajo costo de producción, su sencilla técnica constructiva y la aplicación con mano de obra no muy

calificada, han posibilitado que este elemento de unión se siga utilizando masivamente hasta la fecha y sea el pionero para la construcción de albañilería.

Desde el punto de vista funcional, el tensionamiento que se impone a la albañilería postensada garantiza la unión entre las unidades, obviando la necesidad de emplear un elemento de pega, pero por las irregularidades en las superficies de contacto entre las unidades de albañilería se producen concentraciones de esfuerzos que provocan tempranas zonas de fallas locales. Con la finalidad de determinar experimentalmente el material de contacto más apropiado para ser empleado en la construcción de elementos de albañilería postensada, se evaluó el desempeño mecánico a compresión uniaxial de prismas de albañilería de concreto bajo diferentes tipologías de elementos de contacto: mortero convencional, lechada pastosa, asfalto, residuo industrial, relleno de arena entre las unidades, arcilla y un contacto seco directo entre las unidades de albañilería sin ningún tipo de elemento de unión entre ellas. Todos estos materiales fueron pensados de tal manera que se cumpliera con algunos principios básicos mínimos de consistencia (capacidad de conservarse espesa), trabajabilidad (facilidad para ser fabricada y colada), manejabilidad (capacidad para ser manipulada), flexibilidad (capacidad para dejarse moldear), fluidez (capacidad de adaptarse a una determinada forma), tiempos de fraguado (conservar fluidez durante un adecuado periodo de tiempo), tiempos de endurecimiento (obtener la resistencia durante un periodo de tiempo adecuado), adherencia (servir de pega entre dos superficies), retracción (capacidad de conservar su forma en el tiempo), retención de agua (capacidad para conservar su contenido de agua), estabilidad volumétrica (capacidad de conservar su volumen en el tiempo), permeabilidad (capacidad para dejar pasar el agua a través de su superficie), durabilidad (capacidad de conservarse en buen estado a través del tiempo) y economía (manejo eficiente de los recursos), principios mínimos necesarios para garantizar el adecuado comportamiento estructural de la albañilería postensada en el tiempo. La trabajabilidad es una de las propiedades más importantes a controlar, ya que influye directamente en los rendimientos y costos de construcción (Sabatini, 1984), y es a su vez la garante de propiedades tales como la

consistencia, plasticidad y la cohesión (Panarese et al., 1991). De igual manera, dentro de este estudio se piensa también en la posibilidad de establecer un elemento de contacto que sea amigable con el medio ambiente, en la que su producción responsable requiera de la menor cantidad de recursos naturales, tener un adecuado consumo energético y una baja huella de carbono, generando así un beneficio directo sobre el ambiente que nos rodea.

A pesar de que las propiedades mecánicas de la albañilería dependen en parte de la tipología y las propiedades mecánicas del elemento de contacto que se emplee para unirlos (Haach et al., 2010), en la literatura existen pocas investigaciones sobre el uso de diferentes elementos de contacto para la unión de unidades de albañilería. La mayoría de las investigaciones sobre esta temática, centran su desarrollo en el estudio del comportamiento de la albañilería bajo la variación de algunas propiedades físicas y dimensionales en el mortero de pega, pero en muy pocas de ellas se estudia la aplicación de otro material que pueda reemplazar al mortero cumpliendo con los mínimos estándares de resistencia y proporcionando condiciones constructivas adecuadas.

A diferencia del residuo industrial, los demás productos probados en este estudio son de uso frecuente en la industria de la construcción y de fácil obtención en todo el mundo. La idea de utilizar un residuo industrial dentro de los contactos propuestos, se centró básicamente en el cuidado del medio ambiente para dar uso eficiente a los recursos naturales y poder reutilizar elementos de desecho en los diferentes procesos de producción industrial. De esta manera, se buscaba encontrar otro material que proporcionara un comportamiento mecánico adecuado para la construcción de albañilería y permitiera reducir los tiempos y costos de construcción.

4.2 Revisión de la literatura

El mortero es el material de mayor uso para la unión de unidades de albañilería y se utiliza fundamentalmente para garantizar una distribución uniforme de tensiones entre las unidades de albañilería y corregir algunas irregularidades en las piezas, producto del

proceso constructivo y efectos térmicos de expansión y agrietamiento (Haach et al., 2010). Sin embargo, es poco conocido el papel que desempeñan el mortero y la calidad de la mano de obra de los albañiles en el comportamiento mecánico de la albañilería. Hay también otra gran cantidad de autores que afirman que el mortero no tiene una influencia significativa en la resistencia a la compresión de la albañilería (Hedstrom et al., 1991; Gumeste y Venkatarama, 2007; y Costigan y Pavía, 2012). Investigaciones recientes han mostrado, por ejemplo, que una simple adición de cal en el mortero, modifican las propiedades elásticas de la albañilería al hacerla más deformable tanto en su componente vertical como lateral (Haach et al., 2010).

El esfuerzo de compresión de la albañilería depende tanto de la resistencia a la compresión de la unidad como del mortero de pega. La resistencia en la albañilería con mortero de pega incrementa su resistencia con el tiempo por el endurecimiento del mortero con la edad, contrario a lo que pasa con la albañilería en seco que tiene su resistencia de inmediato se haya realizado su construcción. Generalmente el mortero tiene una rigidez inferior que la unidad de albañilería, lo que hace que la rigidez de la albañilería tenga un valor de rigidez intermedio entre la rigidez de unidad de albañilería y la rigidez del mortero (Marzahn, 1997).

El espesor de la capa de mortero tiene una influencia importante en la deformación lateral de la albañilería bajo cargas de compresión debidas al coeficiente de Poisson del material tal como lo han demostrado varios autores (Hendry, 1991; Marzahn, 1997). Estas investigaciones han observado que entre más gruesa sea la capa de mortero es menor la resistencia a la compresión de la albañilería (Figura 4.1), donde β_0 representa la resistencia a la compresión de la albañilería y d_F el espesor del mortero de pega. Los espesores recomendados por la norma alemana oscilan entre 1 cm y 3 cm luego de este estudio, a pesar de las dificultades constructivas que esto acarrea.

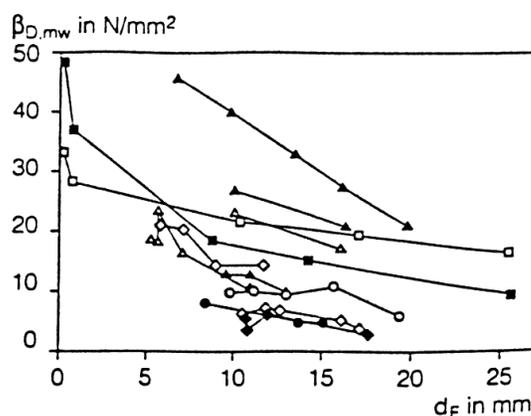


Figura 4. 1 Influencia del espesor del mortero en la resistencia a compresión de la albañilería para diferentes series de prismas ensayados (Marzahn, 1997).

En teoría, la ausencia de mortero en la albañilería favorecería su comportamiento a compresión, sin embargo, la albañilería en seco presenta entre sus desventajas la falta de superficies planas y la poca tolerancia dimensional en las unidades de albañilería. A pesar de que la albañilería en seco presenta una buena resistencia a la compresión, las superficies de contacto entre los bloques con pequeñas grietas o irregularidades generan concentraciones de tensiones que reducen la resistencia de la unidad de albañilería. Adicionalmente, el uso de albañilería sin mortero disminuye la humedad en el bloque y de esta manera reduce considerablemente los efectos de agrietamiento y humedad en la albañilería en el tiempo (Marzahn, 1997).

La comparación de curvas esfuerzo-deformación típicas de albañilería con pega de mortero y de albañilería en seco se puede observar en la Figura 4.2. En esta figura se observa para la albañilería en seco una curva en forma de “S”, debido a que en una primera fase de carga se aplastan las muescas presentes en la superficie irregular del bloque antes de que se distribuyan las cargas en la totalidad de la sección transversal de éste (Marzahn, 1997).

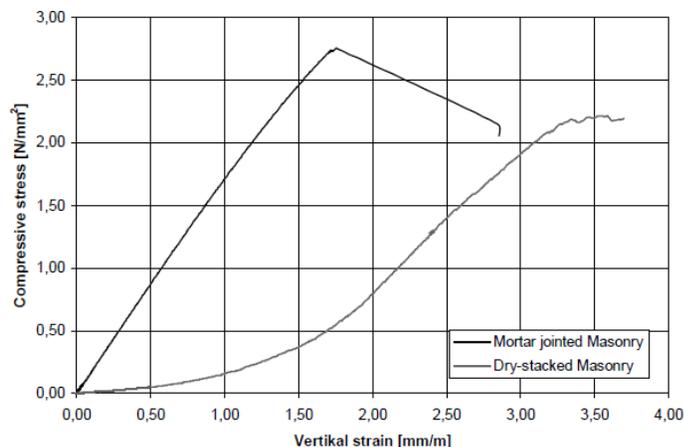


Figura 4. 2 Comportamiento albañilería con mortero vs albañilería sin elemento de contacto (en seco) (Marzahn, 1997).

Tanto para los especímenes de albañilería pegados con mortero, como para los elementos unidos en seco, se presentaron diferentes tipologías en su falla estructural. Las muestras con mortero fallaron a través de grietas verticales a lo largo de la junta entre los elementos, mientras que para la albañilería en seco las grietas fueron de corte diagonal, para relaciones alto/ancho superiores a 2 (Figura 4.3). En la albañilería en seco la incidencia de las diferentes irregularidades en el acabado de la superficie del bloque (rugosa, lisa, pulida, con un orificio, líneas longitudinales, líneas transversales y líneas en ambas direcciones) no mostraron diferencias significativas en la resistencia de la albañilería, lo que indica que no se hace muy necesario reprocessar la unidad con la pulida de sus superficies (Marzahn, 1997).



Figura 4. 3 Tipología de falla para albañilería sin elemento de contacto (en seco) (Marzahn, 1997).

En aplicaciones asociadas a la albañilería postensada, el elemento de contacto juega un papel importante para la determinación de las pérdidas del nivel de tensionamiento a corto y largo plazo, pues la humedad del mortero en muchas ocasiones es absorbida por la albañilería generando una alta retracción produciendo importantes pérdidas en el tensionamiento inicial del sistema por agrietamiento (Tapsir, 1994). De igual forma se ha visto la influencia en las pérdidas de tensionamiento por efectos de creep y acortamiento elástico (Laursen et al., 2006), y se ha encontrado una mayor influencia del mortero en la generación de pérdidas de tensionamiento por creep que el mismo proporcionado por la unidad de albañilería (Lenczner, 1986). En efecto, a pesar de que las juntas de mortero representan sólo alrededor del 7% de la superficie de albañilería, este material genera aproximadamente el 20% de total del creep en el muro (Schultz y Scolforo, 1992), valor similar al reportado por Ameny (1979) del 15% al 30%. De esta manera, el valor total de creep en la albañilería es directamente proporcional a la cantidad de mortero que esté presente en ella. También se ha observado que las pérdidas por creep se reducen cuando se emplean morteros de alta resistencia para la construcción de la albañilería (Van der Pluijm, y Vermeltfoort, 1998).

4.3 Descripción de los Bloques de Concreto.

Los bloques de concreto ensayados son piezas de concreto prefabricadas en la planta de producción en serie bajo esfuerzos de vibro-compactación. Estos bloques de concreto se utilizan generalmente para la construcción de albañilería simple o estructural. Su proceso industrializado garantiza el control de calidad durante la producción, obteniendo como resultado un material que cumple los diferentes estándares de calidad que definen las diversas normas que lo regulan (ASTM C90, 2016) y (ASTM C140, 2011).

El bloque de concreto que se caracterizó dentro de la investigación tiene forma de prisma recto con 2 perforaciones verticales. Su dimensión nominal es 15x20x40 cm y dimensiones reales aproximadas de 14x19x39 cm (Figura 4.4).

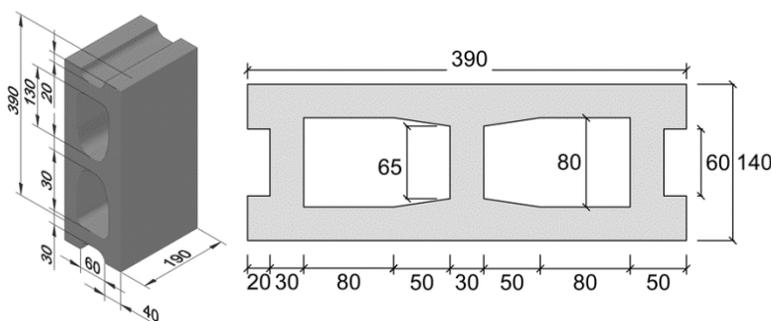


Figura 4. 4 Geometría del bloque de concreto ensayado (dimensiones en mm).

La sección transversal del bloque posee un área bruta de 546 cm^2 y un área neta de 330 cm^2 aproximadamente. Las áreas superior e inferior del bloque difieren aproximadamente en un 10% por la geometría de la formaleta que tiene una forma cónica que permite el fácil desmolde en su proceso de fabricación.

4.4 Proceso constructivo de los elementos de contacto

Como elemento de contacto entre las unidades de albañilería se tomó la determinación de emplear materiales de uso común en la construcción, que fueran de fácil adquisición

comercialmente, y que permitieran tener un nivel de trabajabilidad adecuado acorde a las prácticas constructivas más comunes. Se empleó como variable adicional dentro del comportamiento mecánico de algunos elementos de contacto, el acabado de la superficie entre las unidades de bloque, para lo cual algunas unidades fueron pulidas en su superficie mediante un elemento abrasivo hasta lograr uniformizar la cara de contacto y otras unidades fueron empleadas acorde a su acabado de fabricación que presenta generalmente una textura relativamente lisa y uniforme en su cara inferior, pero rugosa y con pequeñas protuberancias en su cara superior. Este proceso de pulir la superficie se hizo con la finalidad de evaluar el potencial mejor comportamiento del sistema con un reproceso adicional del bloque de concreto. En las probetas con mortero, lechada y arcilla, se tomó especial cuidado para garantizar un espesor uniforme de dicho elemento de contacto en todas las probetas de la misma tipología.

Para evitar ingresar variables adicionales en el desarrollo de este estudio, todas las probetas fueron construidas con bloques de un mismo lote de fabricación y durante el mismo día por una única cuadrilla de experimentados trabajadores de construcción. De cada uno de los elementos empleados se tomaron tres muestras para ser ensayadas bajo carga de compresión uniaxial. Para aquellas superficies de contacto en las que se quería evaluar la diferencia en comportamiento entre superficie pulida y superficie rugosa se fabricaron otras dos probetas adicionales empleando unidades de bloque con su superficie pulida.

4.4.1 Mortero convencional

Como primer elemento de contacto, se empleó el mortero convencional (Figura 4.5), que por ser el elemento de mayor uso para la unión entre elementos de albañilería, servirá como parámetro base de comparación con los demás elementos de contacto empleados. Para preparar la mezcla de mortero se empleó una proporción cemento/arena de 0.33 y con una relación agua/cemento de 0.70, de manera que la mezcla ofreciera unas

condiciones de trabajabilidad adecuadas para los materiales empleados y la práctica constructiva colombiana para este tipo de albañilería.



Figura 4. 5 Elemento de contacto mortero.

Durante el proceso de fabricación se midieron los tiempos empleados para la construcción de las unidades de albañilería:

1. Preparación del mortero de pega (70 segundos).
2. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (56 segundos).
3. Aplomado bloque inferior (43 segundos).
4. Colocación del mortero de pega (77 segundos).
5. Colocación bloque superior (145 segundos).
6. Aplomada y revitada bloque superior (220 segundos).

4.4.2 Lechada

Como material alternativo de contacto entre las unidades de albañilería se evaluó el uso de una lechada pastosa (Figura 4.6), y así emplear solo material cementante para la unión entre las unidades de albañilería, minimizar el consumo de otros materiales, y al mismo tiempo revisar la posibilidad de disminuir los tiempos de construcción y mejorar el comportamiento mecánico de la albañilería. Para preparar la lechada se empleó una relación agua/cemento de 0.38 de forma que la mezcla tuviera una consistencia adecuada para la unión de los elementos de albañilería.



Figura 4. 6 Elemento de contacto lechada.

Para la construcción de la albañilería con lechada como elemento de contacto se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Preparación de la lechada (60 segundos).
2. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (74 segundos).
3. Aplomado bloque inferior (45 segundos).
4. Colocación de la lechada (103 segundos).
5. Colocación bloque superior (55 segundos).
6. Aplomada y revitada bloque superior (183 segundos).

4.4.3 Residuo Industrial

Otro de los materiales utilizado como elemento de contacto en la albañilería fue un residuo industrial. Para la elección del elemento se recurrió a diferentes listados de residuos en las principales concentraciones industriales, y como primer filtro se estipuló el requisito de que el residuo debería ser inorgánico para evitar su pronta descomposición en el tiempo. Posteriormente se tomó como elección el uso de un residuo industrial producto de la pulverización de neumáticos usados (Figura 4.7), ya que el crecimiento de este tipo de residuo en todo el planeta ha sido importante en las últimas décadas (cerca de 4 millones de toneladas cada año en el mundo, de acuerdo a Rubber Manufacturers Association-

2016), y a la fecha existen muy pocas aplicaciones que reutilicen dicho producto y disminuyan la contaminación ambiental que produce este tipo de desecho.

Para poder garantizar que el residuo tenga propiedades cementantes se hicieron tres diferentes mezclas con diferentes proporciones cemento/residuo y se encontró que la dosificación con mejor grado de trabajabilidad y adherencia corresponde a una mezcla de cemento/residuo de 1/0.26 con una relación agua/cemento de 1.0.



Figura 4.7 Elemento de contacto residuo industrial.

Para la construcción de la albañilería con residuo industrial como elemento de contacto se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Preparación del material cementante con el residuo industrial (74 segundos).
2. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (62 segundos).
3. Aplomado bloque inferior (40 segundos).
4. Colocación del residuo industrial (122 segundos).
5. Colocación bloque superior (60 segundos).
6. Aplomada y revitada bloque superior (200 segundos).

4.4.4 Relleno con arena

Como estrategia para incrementar la superficie de contacto entre las unidades de albañilería, se rellenaron las cavidades verticales de los bloques de concreto con arena compactada (Figura 4.8), de tal forma que la carga se distribuyera no sólo por las paredes verticales del bloque, sino que también, el relleno de arena sirviera para transmitir parte de la carga axial en la albañilería y evitar de esta forma la concentración de tensiones entre las superficies de contacto de los bloques.

Para realizar este relleno, se empleó la misma arena que se utiliza para la fabricación del mortero de pega. Para evitar que esta arena se saliera de la probeta, se construyeron unas capas de mortero en la parte superior e inferior del relleno de aproximadamente 1cm de espesor. El relleno se hizo en las dos cavidades verticales que tiene cada bloque, y se compactó mediante la conformación de tres capas por cavidad vertical, con 40 golpes por cada capa (120 golpes en total por cavidad). Los golpes se suministraron con la varilla de compactación utilizada para la toma de muestras en cilindros de concreto, el número de golpes para la compactación de la arena se hizo de tal forma que la energía de compactación aplicada proporcionara una compacidad alta que permitiera una distribución adecuada de tensiones al interior del relleno.



Figura 4. 8 Elemento de contacto relleno de arena.

Para la construcción de la albañilería con lechada como elemento de contacto se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (77 segundos).
2. Colocada bloques y aplomando (125 segundos).
3. Colocación capa inferior de mortero (175 segundos).
4. Relleno arena (367 segundos).
5. Capa superior de mortero (57 segundos).

4.4.5 Asfalto

Por sus propiedades aglutinantes y gran uso en la industria de la construcción, el asfalto fue estimado como otro potencial candidato para ser usado como elemento de contacto en la pega de unidades de albañilería (Figura 4.9). Para modificar la consistencia sólida del asfalto a temperatura ambiente, se procede a calentar a fuego moderado hasta una temperatura aproximada de 75°C con el fin de obtener en consistencia pastosa y de esta forma esparcirse sobre la cara de contacto entre las unidades de albañilería. Una vez esparcida la capa de asfalto sobre la superficie de contacto del bloque inferior se coloca el bloque superior y se aploma correctamente. Se observó que al depositar el asfalto sobre la superficie del bloque, éste se endurecía en fracción de segundos dificultando la maniobra de aplomada del bloque superior, por lo cual, la colocación del bloque superior se debía hacer con la mayor exactitud posible.



Figura 4.9 Elemento de contacto asfalto.

Para la construcción de la albañilería con asfalto como elemento de contacto se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (76 segundos).
2. Preparación del asfalto a 75°C (64 segundos).
3. Aplomado bloque inferior (44 segundos).
4. Colocación del asfalto (67 segundos).
5. Colocación y aplomada del bloque superior (45 segundos).

4.4.6 Contacto directo

Adicionalmente se evaluó el desempeño mecánico de la albañilería sin el uso de ningún tipo de elemento entre el contacto de las unidades de albañilería (Figura 4.10). En términos económicos y de rendimientos constructivos, este tipo de contacto es el que requiere el menor consumo de recursos naturales y horas hombres para su ejecución. Este tipo de contacto no proporciona unión entre las unidades de albañilería y la configuración final del sistema puede verse afectada por la falta de interacción entre las unidades, así como las irregularidades geométricas que existen en las unidades por su proceso constructivo podrían dificultar notablemente la construcción de elementos estructurales de dimensiones considerables.



Figura 4. 10 Elemento de contacto en seco.

Para la construcción de la albañilería sin elemento de contacto se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (59 segundos).
2. Aplomado bloque inferior (20 segundos).
3. Colocación y aplomada del bloque superior (25 segundos).

4.4.7 Arcilla

En vista de la disponibilidad, trabajabilidad en estado fresco y resistencia a la compresión en estado endurecido de los materiales arcillosos, se tomó la decisión de trabajar con un material arcilloso como elemento de contacto entre unidades de albañilería. Para la elección del producto arcilloso se trabajó con la materia prima empleada en una industria ladrillera cercana al sitio de los ensayos, la cual fue cernida con la ayuda del tamiz #4 de tal forma de separar impurezas, basuras y grumos que tuviera la muestra, y de esta forma evitar complicaciones futuras en el proceso de mezclado y colocación de la muestra, posteriormente el material seleccionado fue llevado al horno para su secado y fue dispuesto a una temperatura aproximada de 110°C por un periodo mínimo de 24 horas.

El proceso de mezclado del material arcilloso se hizo mediante la adición de agua a la muestra seca de tal forma que el oficial de construcción estimara que su consistencia y trabajabilidad fuera adecuada (Figura 4.11). Este proceso generó que la proporción entre material arcilloso y agua para lograr una mezcla con trabajabilidad adecuada fuera de aproximadamente 0.2 (agua/material arcilloso). Una vez logrado este grado de trabajabilidad en la mezcla de arcilla, se procedió a implementarlo como elemento de contacto entre las unidades de albañilería en forma similar a la colocación del mortero convencional con una mayor facilidad para su operación acorde a la experiencia del oficial de construcción. Una vez se unían las dos piezas de albañilería se proporcionaba una leve presión vertical a las unidades con el fin de garantizar una perfecta adhesión entre las

unidades y el esparcimiento del material arcilloso sobre toda la cara de contacto entre las unidades. Esta leve presión vertical ocasionaba que parte de la mezcla de arcilla sobresaliera de las caras de los bloques y al mismo tiempo era retirada posteriormente por el oficial de construcción. Es importante también anotar que este material por ser orgánico, podría presentar inconvenientes constructivos por lavado de su superficie expuesta si no se realiza un tratamiento térmico adicional, lo cual no fue evaluado en este estudio.



Figura 4. 11 Elemento de contacto en arcilla.

Para la construcción de la albañilería con arcilla como material de contacto se desarrollaron las siguientes actividades:

1. Preparación de la arcilla (75 segundos).
2. Pulida de la superficie de contacto entre los bloques (62 segundos).
3. Aplomado bloque inferior (42 segundos).
4. Colocación de la arcilla (55 segundos).
5. Colocación bloque superior (45 segundos).
6. Aplomada y revitada bloque superior (142 segundos).

4.5 Programa Experimental

Para determinar la resistencia a la compresión uniaxial de la albañilería, con cada tipología de elemento de contacto se construyeron una muestra de entre tres o cinco prismas que

consistían en dos bloques de concreto y entremedio de ellos el elemento de contacto especificado, tal como se puede observar en la Figura 4.12, para un total de 30 prismas en esta primera etapa experimental. La relación de esbeltez (altura/ancho de la probeta) aproximada para cada elemento de contacto fue de 2.8, y para establecer una correlación entre los valores experimentales obtenidos y la resistencia propuesta por la mayoría de los códigos para una relación de esbeltez de 2.0, los resultados de las pruebas fueron afectados por un factor de 1.06 de acuerdo a lo prescrito por la norma ASTM C1314 (ASTM 2012). Para evitar el deterioro de las muestras durante su transporte y maniobrado, éstas fueron amarradas entre sí mediante zunchos plásticos que garantizaban la integridad de la unión entre los elementos durante su manipulación antes de la ejecución del ensayo.

4.5.1 Montaje del ensayo

Para garantizar una adecuada distribución de tensiones al interior de los prismas, se dispuso de unas platinas rígidas para en la parte superior e inferior de la probeta con un espesor aproximado de 7 cm cada una de ellas y adicionalmente, tanto la cara superior como inferior de la probeta fueron capinadas con una capa de azufre acorde a lo establecido en la norma ASTM C-140.

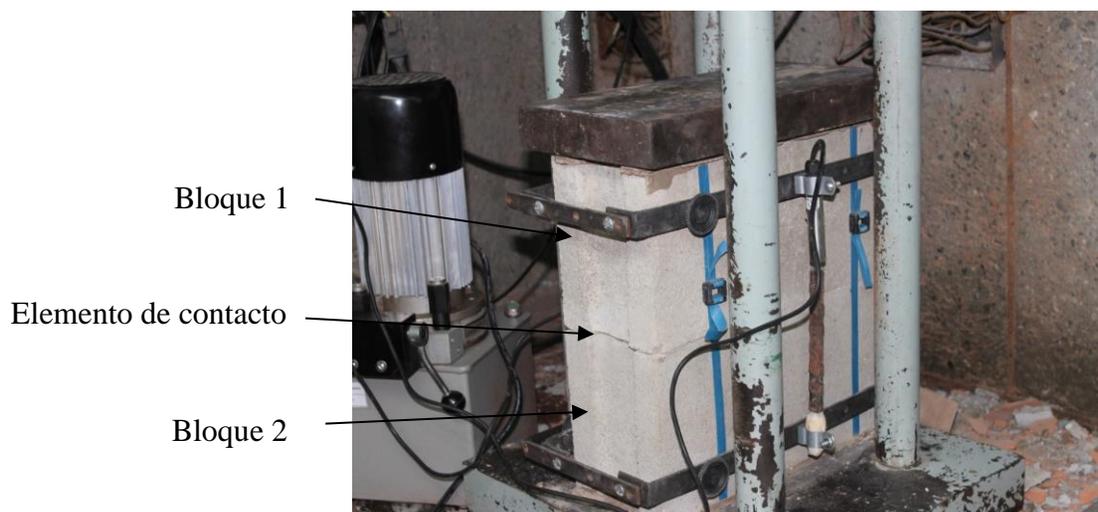


Figura 4. 12 Montaje experimental.

4.5.2 Instrumentación

Los prismas para cada uno de los diferentes elementos de contacto fueron cargados monotónicamente hasta la falla por medio de una prensa hidráulica con una capacidad máxima de 1500 kN, a una velocidad de carga promedio de 1 kN/s. Las deformaciones axiales de los prismas fueron monitoreadas con la ayuda de un marco metálico de deformaciones que fue adherido a las probetas en las zonas donde se espera una mayor deformación axial con la ayuda de tornillos de sujeción, a dicho marco se acoplaron dos sensores para medir deformación tipo Linear Variable Differential Transformer (LVDTs), cada uno de ellos a ambos lados de la probeta con la finalidad de obtener no solo información de la deformación axial de la probeta, sino de también de monitorear posibles rotaciones del prisma generados por una posible excentricidad en la aplicación de la carga.

Toda la información recopilada durante la ejecución del ensayo fue almacenada mediante un sistema de adquisición de datos en una computadora y la deformación final reportada para cada probeta fue tomada como el promedio aritmético entre las dos lecturas obtenidas por los LVDTs, de esta manera se corregían los errores de lectura ocasionados por la excentricidad de la carga, la cual fue mínima en las lecturas reportadas dentro de todos los ensayos ejecutados.

4.6 Resultados de los Ensayos

En esta sección se presenta un resumen de los principales resultados obtenidos en los ensayos experimentales para establecer las diferencias en el comportamiento estructural con diferentes elementos de contacto empleados.

4.6.1 Curvas Esfuerzo-Deformación Unitaria para Elementos de Contacto

Con la información recopilada de cada uno de los ensayos se pudo construir la curva esfuerzo-deformación unitaria para cada una de las probetas ensayadas con los diferentes elementos de contacto empleados, tal como se puede apreciar en la Figura 4.13. Donde el esfuerzo (σ) fue calculado mediante la división entre la fuerza aplicada y el área bruta de la sección y la deformación unitaria (ϵ) se determinó al dividir la deformación registrada por los sensores entre la separación inicial de los elementos que conforman el marco de deformación.

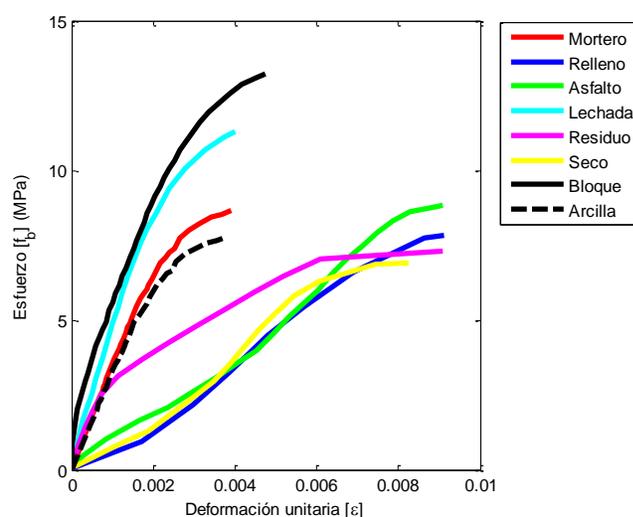


Figura 4. 13 Comparativo de curvas esfuerzo-deformación unitaria para distintos elementos de contacto

Para tener un marco de referencia entre los resultados obtenidos, se incorporó la curva esfuerzo-deformación unitaria de la unidad de bloque con la que fueron construidos los especímenes. Los resultados observados muestran dos grupos característicos de comportamiento, un primer grupo con una tendencia en su desempeño similar a la observada en la unidad de bloque, con deformaciones unitarias para el máximo esfuerzo cercanas a 0.004. Dentro de este primer grupo se encuentran los elementos de contacto: lechada, mortero y arcilla; observándose un mejor desempeño estructural en el elemento de contacto tipo lechada, con una curva de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria más cercana a la de la unidad de bloque, aunque con una reducción en su resistencia de

aproximadamente un 15%. Elementos de contacto tipo mortero y arcilla, tuvieron una mayor reducción en su resistencia con valores del 35% y 41% respectivamente, aunque con una deformación similar a la obtenida para la lechada.

El segundo grupo del comportamiento lo conforman los elementos de contacto: asfalto, relleno de arena y contacto en seco, este grupo tiene una curva esfuerzo-deformación unitaria en forma de “S”, muy diferente a la obtenida para la unidad de albañilería, donde hay una reducción de la resistencia entre el 34% y 48% y un aumento significativo en la deformación de aproximadamente el 93% respecto a la curva de la unidad de bloque. En este segundo grupo se observa un tramo inicial con una rigidez baja seguida de una zona de mayor rigidez. Este cambio de rigidez de la curva se debe a la ruptura de las irregularidades en la superficie de las unidades de albañilería generadas dentro de su proceso constructivo, lo que explica a su vez el notable incremento en la deformación obtenida en estos especímenes. El segundo tramo de la curva se produce posterior a la ruptura total de todas las imperfecciones de la superficie del bloque, y posterior a ello se ejerce un contacto directo entre las unidades que conforman el espécimen o por el elemento de contacto que hay entre ellas.

El elemento de contacto correspondiente al residuo industrial, tuvo un comportamiento intermedio entre los dos grupos especificados anteriormente, en su etapa inicial su comportamiento encaja dentro del primer grupo, pero posteriormente, su rigidez disminuye drásticamente y su deformación y resistencia encajan dentro del segundo grupo de resultados.

4.6.2 Incidencia de pulir la superficie

Con el objetivo de observar si el reproceso manual de pulir la superficie de contacto de la unidad de albañilería tenía alguna incidencia en el desempeño estructural del elemento de contacto, se fabricaron algunas probetas adicionales para elementos de contacto tipo mortero, lechada y superficie en seco, construidas con bloques de superficie pulida. Los

resultados obtenidos se muestran en la Figura 4.14. El reproceso de la superficie consistió en el pulimiento manual de la unidad de albañilería mediante un material con superficie plana de mayor dureza, este proceso tuvo una duración aproximada de 1 minuto por unidad de albañilería.

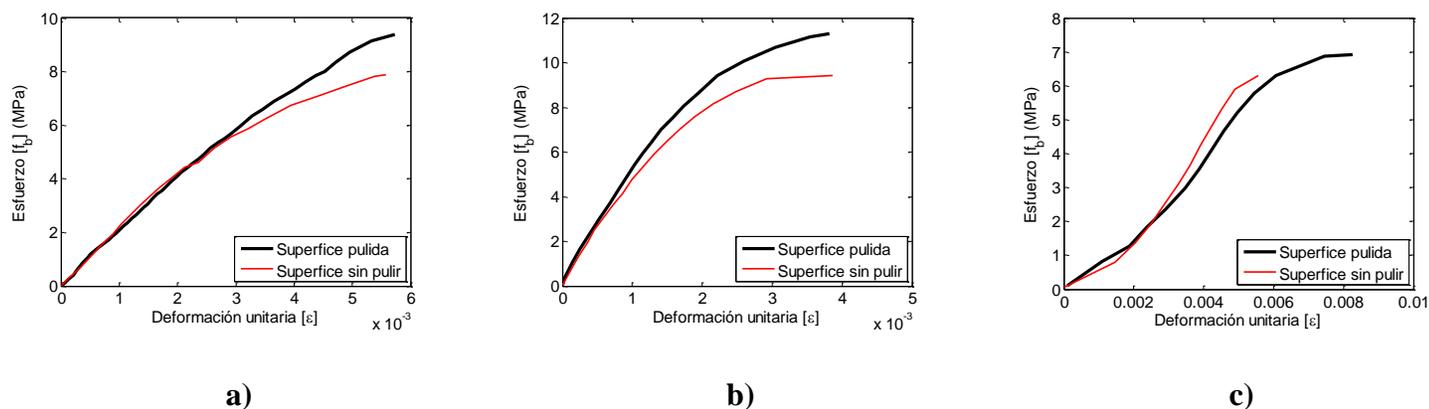
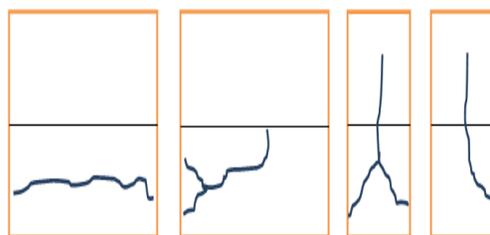


Figura 4. 14 Incidencia de pulida de superficie. a) mortero, b) lechada, c) superficie en seco.

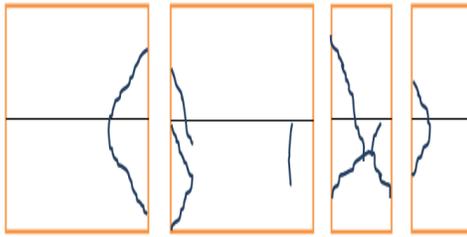
En los resultados se puede observar que el reproceso de pulir la superficie produce un incremento de la resistencia de aproximadamente 20% para elementos de contacto tipo mortero y lechada, sin una incidencia significativa en su deformación para la máxima capacidad de carga en estos elementos de contacto. Para la superficie de contacto en seco, la incidencia en la resistencia es inferior, con un incremento del 9.5%, pero contrario a lo observado para el mortero y la lechada, hubo un incremento significativo en la deformación para la máxima capacidad de carga en este tipo de contacto en un porcentaje del 49%. Estos resultados muestran que el grado de irregularidad que tiene la superficie de contacto en la unidad de albañilería tiene una incidencia directa en la resistencia final a la compresión uniaxial del elemento de contacto.

4.6.3 Modos de Falla

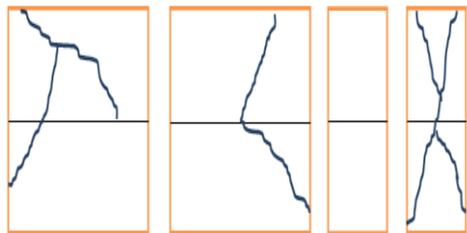
Para prismas de albañilería con mortero como elemento de contacto, investigadores anteriores han indicado que la falla de las probetas está gobernada por la diferencia de comportamiento entre el elemento de contacto y la unidad de albañilería (Mohamad et al., 2007). El mortero, que es generalmente menos resistente que la unidad de albañilería, produce un confinamiento lateral de la probeta por el efecto Poisson dando lugar a la generación de esfuerzos de tracción en la unidad de albañilería que conducen posteriormente a la falla del sistema. Aunque este tipo de falla no fue el predominante para los diferentes elementos de contacto probados en esta investigación, se observa que el patrón de agrietamiento en la mayoría de los elementos probados tiende a generar una cuña de falla diagonal en la parte inferior de la probeta, típica de la falla obtenida en la unidad de albañilería. Este fenómeno obedece al efecto de confinamiento lateral que producen las platinas tanto superior e inferior de los especímenes cuando se realiza el ensayo de compresión a la unidad, efecto que se tiende a replicar en los prismas, pero que por la geometría de la probeta este efecto se desarrolla principalmente por el confinamiento lateral que se produce entre la placa metálica inferior y el elemento de contacto empleado. Luego de la aparición de los primeros patrones de agrietamiento, las grietas fueron incrementando su tamaño a medida que se aumentaba la carga aplicada y finalmente se produjera la falla. La Figura 4.15 muestra el patrón de agrietamiento y el modo de falla típico registrado para los diferentes elementos de contacto probados en este estudio.



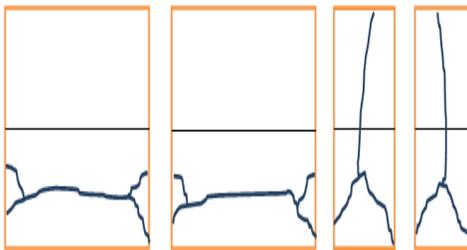
a) Tipología de falla para mortero



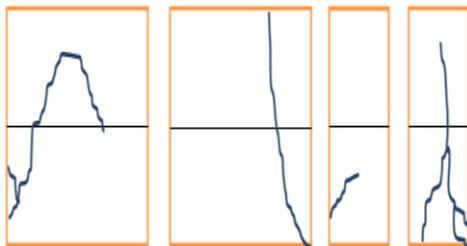
b) Tipología de falla para relleno de arena



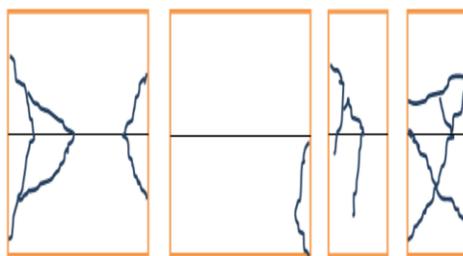
c) Tipología de falla para asfalto



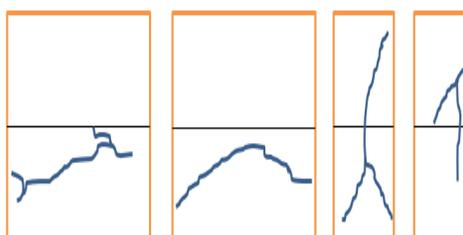
d) Tipología de falla para lechada



e) Tipología de falla para residuo industrial



f) Tipología de falla para superficie en seco



g) Tipología de falla para arcilla

Figura 4. 15 Tipologías de falla para elementos de contacto

Para los elementos de contacto tipo mortero, lechada y arcilla, el patrón de agrietamiento se genera principalmente y aparece más localizado sobre la parte inferior del bloque, observándose un bajo nivel de agrietamiento en la parte superior del prisma, esto se produce principalmente por el confinamiento generado por esta tipología de elementos de contacto y la platina metálica. Aparentemente, la expansión lateral del elemento de contacto para estos prismas provocó una concentración de esfuerzos de tracción en el bloque, generando la aparición de un agrietamiento en la estructura del bloque lo que conduce finalmente a su falla, un comportamiento similar al observado en la investigación desarrollada por Barbosa y Hanai (2005). Un efecto contrario se observa para los demás elementos de contacto (relleno arena, en seco, asfalto y residuo industrial), para los cuales se produce un alto nivel de agrietamiento en ambos bloques del prisma, tanto superior como inferior, debido a la ausencia del confinamiento intermedio que se genera por esta tipología de elemento de contacto tal y como fue observado en la mayoría de estas probetas.

En un gran porcentaje de las probetas ensayadas no se observó a simple vista ningún tipo de agrietamiento para valores inferiores al 80% de su carga máxima, sólo para niveles de carga cercanos el 85% de la carga máxima se observa que comenzaron a aparecer los primeros patrones de agrietamiento relevantes dentro del espécimen. Todos estos patrones de agrietamiento inician en regiones cercanas a la zona del elemento de contacto y se propagan al interior de la unidad de albañilería.

4.7 Análisis de Costos de los elementos de contacto

Se hizo un análisis comparativo de costos para los diferentes elementos de contacto empelados. Estos costos involucran exclusivamente aspectos de mano de obra y materiales requeridos específicamente para la construcción de las probetas. Costos adicionales como: transporte, herramienta, equipo y todos aquellos costos indirectos que se involucran dentro del proceso de construcción de los especímenes, no fueron incluidos en esta investigación. El análisis de precios se hizo con referencia a dólares americanos, acorde a la práctica constructiva colombiana, y los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4. 1. Análisis de costos elementos de contacto.

Elemento	Descripción	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Parcial	VALOR TOTAL
Mortero	Arena	kg	0.615	\$ 0.017	\$ 0.011	\$ 0.562
	Cemento	kg	0.205	\$ 0.200	\$ 0.041	
	Agua	kg	0.145	\$ 0.003	\$ 0.000	
	Oficial de construcción	min	10:12	\$ 0.050	\$ 0.510	
Lechada	Cemento	kg	0.665	\$ 0.200	\$ 0.133	\$ 0.567
	Agua	kg	0.231	\$ 0.003	\$ 0.001	
	Oficial de construcción	min	8:40	\$ 0.050	\$ 0.433	
Residuo Industrial	Residuo	kg	0.060	\$ 0.010	\$ 0.001	\$ 0.309
	Cemento	kg	0.220	\$ 0.200	\$ 0.044	
	Agua	kg	0.220	\$ 0.003	\$ 0.001	
	Oficial de construcción	min	5:17	\$ 0.050	\$ 0.264	

Elemento	Descripción	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Parcial	VALOR TOTAL
Relleno con Arena	Arena	kg	13.85	\$ 0.017	\$ 0.240	\$ 0.908
	Oficial de construcción	min	13:21	\$ 0.050	\$ 0.668	
Asfalto	Asfalto	kg	0.295	\$ 0.533	\$ 0.157	\$ 0.563
	Oficial de construcción	min	8:07	\$ 0.050	\$ 0.406	
Contacto Directo (seco)	Oficial de construcción	min	1:44	\$ 0.050	\$ 0.087	\$ 0.087
Arcilla	Arcilla	kg	0.995	\$ 0.007	\$ 0.007	\$ 0.458
	Agua	kg	0.195	\$ 0.003	\$ 0.001	
	Oficial de construcción	min	9:01	\$ 0.050	\$ 0.451	

Se puede observar que el contacto directo (en seco) es el elemento más económico dentro de los elementos de contacto probados en este estudio, y el relleno de arena el de mayor costo por la gran cantidad de mano de obra que se requiere en su proceso constructivo. Dentro de los elementos de contacto que pertenecen al grupo uno de comportamiento estructural, el de menor costo es la arcilla, seguida del mortero y la lechada respectivamente, aunque estos dos últimos elementos de contacto presentan costos muy similares. Para los elementos del segundo grupo estructural, el contacto directo es el elemento de menor costo, seguido del residuo industrial, asfalto y relleno de arena, respectivamente. En relación al elemento de contacto tipo mortero, el de mayor uso a nivel mundial para la pega entre unidades de albañilería, se puede observar que existen otros elementos de contacto que cumplen con la misma finalidad y que tienen un costo inferior al del mortero, pero que desafortunadamente muchas de sus propiedades mecánicas y constructivas hacen que no sean los más adecuados para ser empleados en la construcción de las diferentes tipologías estructurales de elementos de albañilería.

Independientemente de que el elemento de contacto tipo mortero no obtuvo el costo más bajo entre los materiales estudiados, sus bondades en el proceso constructivo y su aplicación final como elemento de pega en la albañilería, fueron mucho más sobresalientes que la de los demás elementos empleados. Esta ventaja constructiva fue corroborada tanto

por los investigadores que participaron en el proyecto, como por el oficial de construcción que estuvo apoyando el proceso constructivo. De esta manera se pudo establecer que el elemento de contacto tipo mortero, es el que presenta una mejor relación costo/resistencia/construcción para ser implementado como elemento de pega en proyectos de albañilería postensada, seguido de cerca por la lechada y finalmente la arcilla.

5. ENSAYOS EXPERIMENTALES SOBRE VIGAS DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA CON BARRAS NO ADHERIDAS BAJO CARGA DE FLEXIÓN.

Técnicas constructivas como la albañilería y el postensado han sido fundamentales en la historia de la humanidad para el desarrollo habitacional y de infraestructura, tanto en la época primitiva como en la actualidad. El presente capítulo se fundamenta en el estudio experimental de una serie de vigas de albañilería postensada con barras no adheridas y sin relleno de grouting, las cuales fueron sometidas a esfuerzos de flexión bajo condiciones de carga monotónica y cíclica. Dentro de las principales variables estudiadas en el desempeño estructural de estos elementos estructurales están: la tensión inicial de la barra, la excentricidad del cable, el elemento de contacto entre las unidades de albañilería, la resistencia de la unidad de albañilería, la luz libre de la viga y la tipología de carga aplicada al sistema. Los resultados obtenidos muestran las bondades de este sistema estructural cuando se somete a cargas de flexión, entre ellas: alta capacidad de carga y deformación, rapidez en el proceso constructivo, control de calidad de los materiales previo a la construcción del muro, comportamiento de auto-centrado, menor consumo de materiales, zona de falla localizada. Asimismo, se observa que hay un aproximado comportamiento bi-lineal en la curva carga-deformación para todas las vigas ensayadas y adicionalmente existe una relación lineal entre el incremento de tensión en la barra de postensado y la deformación máxima de la viga. Adicionalmente, cuando se compara la curva envolvente de comportamiento entre un ensayo cíclico y un ensayo monotónico para vigas con características similares, se observa que hay una equivalencia aparente entre estos dos tipos de ensayos.

5.1 Introducción

Desde las primeras documentaciones existentes en la literatura sobre la albañilería postensada se observan las bondades de este sistema estructural, siendo Andereg y Dalzell (1935) los primeros en estudiar la factibilidad y ventajas para emplear ladrillos postensados como elementos bajo la configuración estructural tipo viga. Posteriormente

Neis et al. (1989) establecieron que las vigas en albañilería postensada podrían ser competitivas en costos respecto a los demás sistemas constructivos bajo un esquema de producción en masa. Son diversas las variables que han sido estudiadas para comprender el comportamiento de este tipo de elementos, dentro de ellas cabe mencionar las siguientes: área del acero de refuerzo, magnitud del tensionamiento inicial, razón entre la luz de corte y la profundidad efectiva de la viga (a/d), tipología de falla, resistencia de la unidad de albañilería, adherencia del cable, resistencia del mortero de pega, resistencia del relleno de grouting y excentricidad del cable de postensado.

Referente a la resistencia a cortante de las vigas ensayadas (Pedreschi y Sinha, 1982; Robson et al., 1983; Sinha et al., 1984; Pedreschi y Sinha, 1985; Sinha y Pedreschi, 1991; y Sinha, 1994), observaron que las vigas con bajos niveles de refuerzo experimentan un desempeño dúctil, mientras que altos niveles de acero tienden a generar fallas por cortante o aplastamiento en la zona de compresión. (Pedreschi y Sinha, 1982; Sinha et al., 1984; Pedreschi y Sinha, 1985; y Baqi et al., 1999) observaron que el esfuerzo cortante en las vigas disminuye a medida que la relación (a/d) aumenta. Según Mehta y Fincher (1970) y Montague y Phipps (1984), el patrón de configuración en la colocación de los ladrillos no tiene ningún efecto en la resistencia al corte. Al comparar vigas similares de albañilería reforzada y albañilería postensada, estas últimas tienen una mayor rigidez (Neis et al., 1989), desarrollan aproximadamente el doble de la resistencia a cortante (Foti et al., 2000), presentan un mayor desempeño elástico antes del agrietamiento y desarrollan mayores tensiones en el acero (Ng y Cerny, 1985).

El tensionamiento inicial incrementa la resistencia a cortante de la albañilería según lo observado por Garwood (1983, 1984) y Montague y Phipps (1984), con el limitante establecido por Garwood (1988) quien observó que tensiones inferiores al 33% de la fuerza necesaria para que se anulen los esfuerzos de tracción en la flexión, no proporciona una ventaja estructural significativa. Williams y Phipps (1982); Roumani y Phipps (1983); Montague y Phipps (1984); y Urrego y Bonett (2011) observaron que el uso de restricción

en los cables proporciona una mayor resistencia a la flexión y una mayor ductilidad, registrando incrementos de un 39% en la resistencia a flexión y un incremento entre 1.5 y 3.0 veces en la carga de agrietamiento y la capacidad de momento final de las vigas.

(Garwood, 1988; Pedreschi y Sinha, 1982; Sinha, 1983; Sinha et al., 1984; Pedreschi y Sinha, 1985; Pedreschi y Sinha, 1986; Sinha, 1983; Sinha y Udehi, 1986; y Sinha y Walker, 1986) observaron que el comportamiento no lineal en vigas de albañilería postensada se asemeja al modelo constitutivo del hormigón pretensado, en cuyo desempeño se observa una ductilidad aparente alta, con un gran porcentaje de recuperación de las deformaciones al momento de descargar el sistema, presentando recuperaciones cercanas al 95% de la deformación total. Baxter (1979) y McDonald (1980), establecieron que la resistencia del mortero no influye significativamente en la resistencia a flexión de las vigas.

Como principal objetivo de éste capítulo se encuentra el desarrollo de una serie de ensayos de laboratorio a escala real sobre vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting sobre las cuales se reporta el resultado de su desempeño estructural y el efecto en la variación de sus principales parámetros de diseño. Los resultados obtenidos de este conjunto de ensayos servirán para evaluar la precisión en las formulaciones propuestas por los principales códigos de albañilería postensada para predecir su comportamiento y capacidad estructural, así como también se dispondrá de una base de datos experimentales que puede ser usada en un futuro por diferentes investigadores en la formulación de nuevas teorías y nuevas predicciones del desempeño estructural de la albañilería postensada.

5.3 Materiales constitutivos

Una etapa experimental previa fue desarrollada para determinar las propiedades mecánicas de los diferentes materiales que son necesarios para la construcción de una viga de albañilería postensada sin relleno de grouting. Todos los ensayos de laboratorio para la caracterización de los materiales se hicieron de acuerdo a lo establecido por las normas

ASTM (American Society for Testing and Materials), que permiten establecer los diferentes parámetros de comportamiento mecánico de los materiales que conforman las vigas de albañilería postensada acorde con las normas ASTM C140, ASTM C90, ASTM C1314, ASTM C780 y ASTM C1157. Todos los equipos y herramienta empleada para la ejecución de estos ensayos se encontraban debidamente calibrados acorde a los procedimientos de certificación de ensayos del centro de laboratorios de la Universidad de Medellín-Colombia.

5.3.1 Bloque hueco de concreto

Bloques huecos de concreto prefabricado con dos celdas de perforación vertical fueron empleados para la construcción de las vigas de albañilería postensada (Figura 5.1a). Los bloques fueron producidos en una planta de prefabricados industrializada mediante el proceso de vibro-compactación en tres diferentes resistencias nominales de 10 MPa, 18 MPa y 30 MPa, que son denominados en este estudio como bloques de resistencia comercial, media y alta respectivamente. Las unidades del bloque tienen medidas externas largo, ancho y alto de 390 ± 1 mm, 140 ± 1 mm y 190 ± 2 mm, respectivamente, con un área neta y bruta de 32800 mm^2 y 54600 mm^2 respectivamente, donde se puede observar un área de vacíos que es representativa de la sección y ocupan aproximadamente un 40% del área bruta. Dada la forma un poco curva de la geometría de la sección transversal del bloque, se tomó como base para los cálculos del diseño estructural una sección hueca de lados rectos con geometría equivalente de la sección original del bloque, así como diferentes secciones simplificadas acorde a las simplificaciones de sección que se emplean típicamente en su diseño (Figura 5.1b).

5.3.2 Bloque macizo de concreto

Bloques macizos de concreto en forma prismática regular fueron empleados para servir como bloques de anclaje en los extremos de la viga y al mismo tiempo dispositivos de guía de la barra de postensado en el centro de la luz. Los bloques fueron producidos en el laboratorio de estructuras de la Universidad de Medellín-Colombia con la ayuda de una

formaleta de madera. Las unidades del bloque tienen medidas externas largo, ancho y alto de 390 ± 1 mm, 140 ± 1 mm y 190 ± 2 mm, respectivamente, con dos pequeñas perforaciones de 34 mm de diámetro que cruzan longitudinalmente el bloque y que sirven para el paso de las barras de postensado en sus dos diferentes excentricidades (Figura 5.1c). Los concretos de estos bloques macizos fueron reforzados mediante un refuerzo longitudinal principal corrugado de aproximadamente 1% de cuantía, acompañado de estribos de refuerzo transversal separados cada 10 cm.

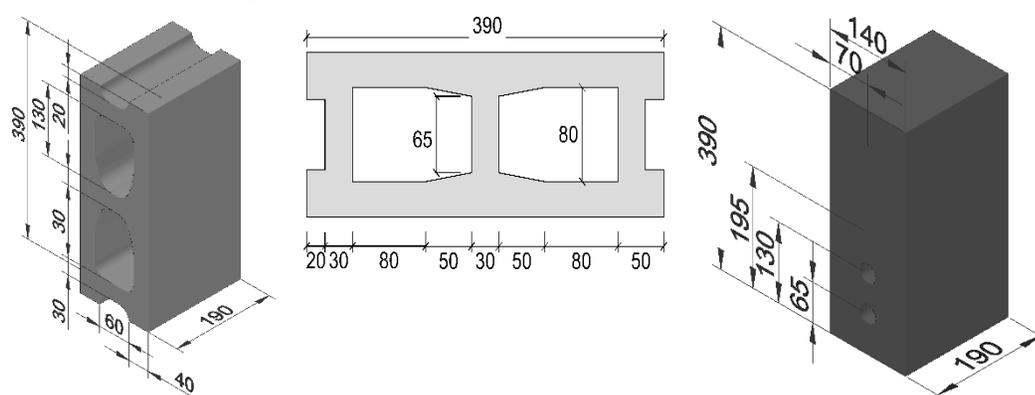


Figura 5. 1. Bloque de concreto.

a) Bloque aligerado b) Sección transversal simplificada c) Bloque Macizo (unidades: mm)

5.3.3 Prismas de albañilería

Para determinar la resistencia mecánica de la albañilería se construyeron varios prismas conformados por tres unidades de bloque apilados uno sobre el otro, unidos entre sí mediante el mismo mortero de pega empleado para la construcción de las vigas, con medidas externas largo, ancho y alto de 390 ± 1 mm, 140 ± 1 mm y 590 ± 5 mm, respectivamente, y una sección transversal idéntica a la de las unidades de bloque. La relación aproximada de esbeltez de los prismas ensayados fue de 4.2 y fue empleada para determinar la resistencia de diseño de la albañilería.

5.3.4 Mortero

El mortero usado para la construcción de las vigas y prismas de albañilería fue dosificado a partir de una mezcla entre cemento portland y arena de pega en una proporción por peso

1:2 y con un contenido de agua acorde a la experiencia del oficial de construcción para una adecuada trabajabilidad, pero que en la práctica fue con una relación agua/cemento de aproximadamente 0.7.

La Tabla 5.1 resume los diferentes resultados obtenidos luego de una etapa experimental sobre 115 unidades de bloque de concreto, 25 prismas de albañilería y 16 probetas cilíndricas de mortero ensayadas en una máquina de compresión uniaxial mediante carga monotónica hasta la falla, llevadas a cabo en el laboratorio de Materiales de la Universidad de Medellín-Colombia (García et al., 2013).

5.3.5 Concreto

El concreto hidráulico empleado en la construcción de los bloques macizos utilizados como elementos de anclaje y dispositivos guía de la barra de postensado fue construido a partir de una dosificación por peso 1:2:2 (cemento:arena:grava) con una relación agua cemento de 0.6 aproximadamente. Para determinar la resistencia a la compresión de este concreto se extrajeron muestras cilíndricas que fueron curadas por inmersión en un periodo de 28 días para su posterior falla y cuyos resultados se consignan en la Tabla 5.1.

Tabla 5. 1. Propiedades mecánicas de los materiales

	Propiedad	f'_b (MPa)	f'_j (MPa)	f'_m (MPa)	f'_c (MPa)
Baja resistencia	Promedio	12.00	28.09	12.00	35.6
	Número de ensayos	67	12	TMS Correlación	16
	COV	8.7%	13.8%	-	2.08%
Mediana resistencia	Promedio	18.00	30.02	16.00	35.6
	Número de ensayos	15	12	TMS Correlación	16
	COV	6.5%	11.2%	-	2.08%
Alta resistencia	Promedio	32.00	29.41	21.09	35.6
	Número de ensayos	12	12	TMS Correlación	16
	COV	8.9%	14.4%	-	2.08%

5.3.6 Acero postensado

Como elemento de postensado en todas las vigas ensayadas se empleó una barra roscada de acero ASTM A615 grado 75, con un diámetro nominal de 25 mm y un área de sección transversal de 506.7 mm². Las propiedades mecánicas de este acero están dadas por un módulo de elasticidad de 200 GPa, un esfuerzo de fluencia de 517 MPa y una resistencia última de 690 MPa. Pérdidas de largo plazo en el acero debidas a fenómenos como creep, agrietamiento, relajación y flujo plástico no fueron medidas en este estudio puesto que el tensionamiento de la barra de postensado se hizo justo antes de la ejecución de los ensayos y por lo tanto dichas pérdidas fueron despreciables.

5.4 Proceso constructivo

Las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting fueron construidas en el suelo del patio del laboratorio de Estructuras de la Universidad de Medellín-Colombia por un experimentado oficial de construcción, usando una hilera continua simple de bloques huecos en posición vertical y de manera apilada. Todas las vigas fueron dispuestas de tres bloques macizos de concreto reforzado, dos de ellos colocados en sus extremos que servían como bloques de anclaje para soportar los esfuerzos generados por la fuerza de postensado y el tercero de ellos se colocaba en el centro de la luz de la viga y tenía como función de servir como elemento guía para la barra de postensado, tal como se puede observar en la Figura 5.2.





Figura 5. 2. Proceso constructivo de la viga

El elemento de contacto empleado para la unión de los bloques de concreto fue un mortero de pega, con una consistencia seca, de un espesor aproximado de 10 ± 3 mm. El proceso de colocación del mortero se hizo con la unidad de albañilería en posición horizontal inicialmente para cubrir la totalidad de las caras del bloque con mortero, posteriormente y con precaución para evitar el derrame del mortero sobre la cara del bloque, la unidad de albañilería se gira lentamente a su posición vertical para ensamblar la pega con las unidades vecinas y conformar gradualmente de esta manera la totalidad de la viga. Es por esta razón que la consistencia del mortero de pega deber ser un poco seca para evitar su derrame en esta maniobra durante el proceso constructivo. De forma paralela, mientras se procede con la pega de las unidades de bloque, se va insertando continuamente la barra de acero de postensado en posición recta con una excentricidad constante bajo su eje neutro a lo largo de toda la viga. Adicional a la barra horizontal de postensado, no se colocó ningún otro refuerzo adicional a la viga por flexión o cortante con miras a simplificar su

proceso constructivo y aprovechar el incremento de resistencia a cortante ofrecido por la fuerza de postensado a la viga. Ninguna viga fue rellena con grouting, lo que simplifica notoriamente su proceso constructivo y reduce el consumo de materiales para su fabricación. El tiempo aproximado promedio de construcción de cada viga fue de 60 minutos para vigas con longitud de 2.4 m y 80 minutos para vigas de 3.2 m. Al día siguiente de la construcción se procede a aplicar una pequeña fuerza de postensado a la viga para evitar posibles daños por la retracción del mortero o por golpes accidentales que puedan ver afectada su integridad e igualmente se procede a curar el mortero con ayuda de un rocío de agua periódico durante un periodo de 28 días antes de su ensayo.

5.5 Programa Experimental

En este capítulo se resume el resultado obtenido luego de ensayar a flexión hasta su falla 40 vigas de albañilería postensada de concreto sin relleno de grouting a escala real, que cuentan con una barra de postensado excéntrica guiada mediante un bloque macizo de concreto que hace parte integral de la viga y se localiza en el centro de la luz. Para investigar el efecto de los principales parámetros de diseño de la viga sometida a cargas de flexión se utilizaron diferentes valores para cada una de las variables de diseño, entre ellas : a) excentricidad de la barra (80 mm y 125 mm), b) tensionamiento inicial ($0.22f'_m$, $0.33f'_m$ y $0.44f'_m$), c) resistencia de la albañilería (10 MPa, 18 MPa y 30 MPa), d) tipología de carga (monotónica y cíclica), y e) longitud de la viga (2.4 m y 3.2 m) con relaciones luz/profundidad efectiva del cable de 7.5 y 11.5 respectivamente.

De las vigas ensayadas, 34 fueron cargadas mediante un protocolo de carga monotónico, mientras que las 6 restantes fueron ensayadas bajo la modalidad de carga pseudo-dinámica con la aplicación de ciclos de carga y descarga unidireccionales para intervalos de deformación establecidos. Todas las vigas fueron cargadas en un marco de reacción metálico bajo un circuito cerrado de carga con capacidad máxima de 500 kN de carga vertical (Figura 5.3a), todas ellas bajo condiciones de apoyo simple en sus extremos y con 2 o 4 puntos de aplicación de carga respectivamente (Figura 5.3b y 5.3c). Para el postensado de las vigas se empleó una barra de acero roscada en toda su longitud de

diámetros 15 mm, 19 mm y 25 mm, la cual fue posicionada al interior de la viga sobre las cavidades internas de los bloques de concreto hueco proporcionando una excentricidad inicial constante a todo lo largo de la viga, gracias a la guía ofrecida al cable por los bloques de concreto macizo localizados en los extremos y parte central de todas las vigas ensayadas.

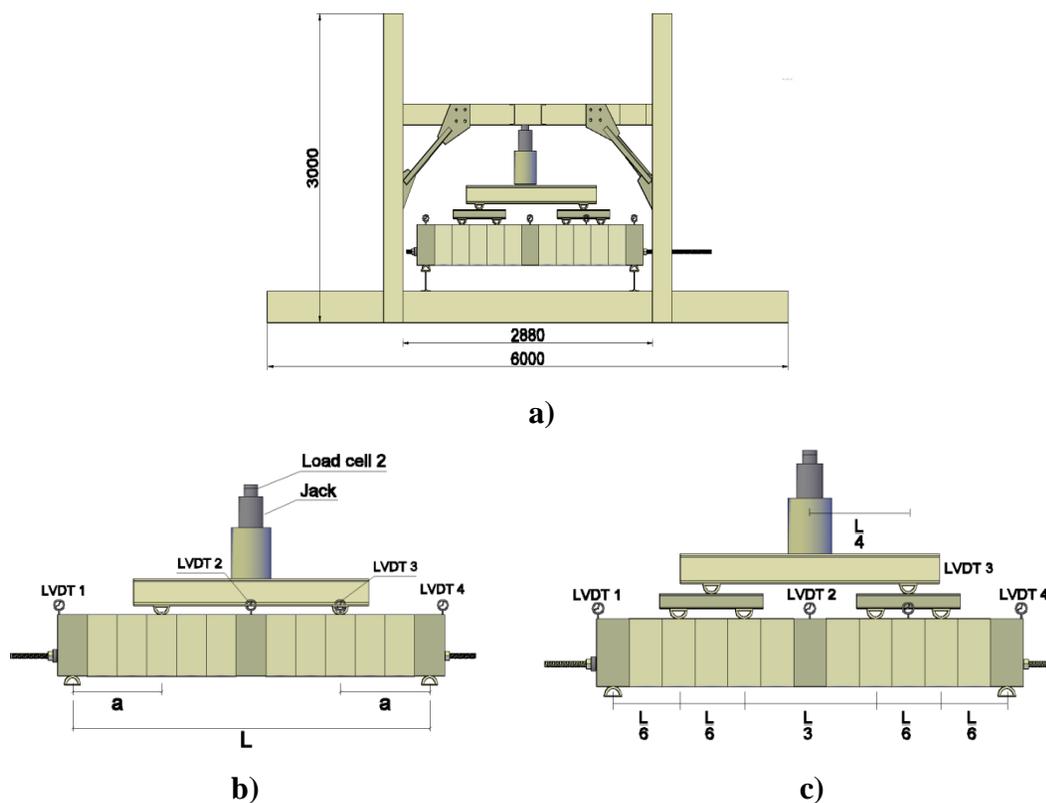


Figura 5. 3. Tipología de carga en las vigas ensayadas.

a) Marco de reacción b) Viga bajo 2 puntos de carga c) Viga bajo 4 puntos de carga.

El postensado de todas las vigas se hizo específicamente el día de cada ensayo con la ayuda de un gato hidráulico de cilindro hueco de 300 kN de capacidad máxima operado manualmente por personal capacitado. Los diferentes niveles de tensionamiento inicial en la barra de postensado fueron tomados acorde al máximo nivel de tensionamiento deseado en la fibra de mayor esfuerzo de compresión en el bloque sobre la parte inferior de la sección transversal de la viga, debido a la excentricidad presente en la barra de postensado para niveles de esfuerzo en la albañilería de $0.22f'_m$, $0.33f'_m$ y $0.44f'_m$, que corresponden aproximadamente a valores del 35%, 48% y 60% de la fuerza de fluencia en la barra acero

respectivamente. Durante la ejecución de los ensayos, ninguna barra de acero roscada llegó a valores de esfuerzo que superaran su valor de fluencia.

Para disminuir la posibilidad de generar una alta concentración de tensiones en los bloques de concreto macizo localizados extremos de la viga producto del tensionamiento inicial de la viga, se colocaron unas platinas cuadradas metálicas de 150 mm de longitud con un espesor aproximado de 10 mm. El peso propio estimado para las vigas ensayadas fue de 0.84 kN/m, 0.80 kN/m y 0.74 kN/m para vigas construidas con bloques de concreto de alta, mediana y baja resistencia respectivamente. Las propiedades y dimensiones de las vigas ensayadas se listan en la Tabla 5.2.

Tabla 5. 2. Propiedades vigas ensayadas.

Viga	Contacto	Resistencia Bloque (MPa)	Fuerza inicial barra (kN)	Luz Libre (m)	Luz Total (m)	Contra -flecha (mm)	Excentricidad (cm)	Puntos Carga	Tipo Carga	Diámetro Barra (mm)
1	Arcilla	18	54.05	2.30	2.50	19.5	8	2 puntos	Monotónica	19
2	Arcilla	18	71.73	2.31	2.50	6	8	2 puntos	Monotónica	25
3	Mortero	18	79.46	2.40	2.62	6	8	2 puntos	Monotónica	25
4	Arcilla	32	68.18	2.30	2.50	19	8	2 puntos	Monotónica	25
5	Mortero	32	80.05	2.37	2.59	4	8	2 puntos	Monotónica	25
6	Lechada	18	79.56	2.36	2.57	6	8	2 puntos	Monotónica	15
7	Lechada	18	79.43	2.29	2.51	11	8	2 puntos	Monotónica	15
8	Lechada	32	78.78	2.38	2.56	0	8	2 puntos	Monotónica	15
9	Mortero	18	77.53	2.37	2.55	17	8	2 puntos	Monotónica	15
10	Arcilla	32	74.95	2.34	2.51	17	8	2 puntos	Monotónica	25
11	Arcilla	18	80.30	2.32	2.54	13	8	2 puntos	Monotónica	15
12	Lechada	18	83.70	2.36	2.56	4	8	2 puntos	Monotónica	15
13	Lechada	32	81.12	2.35	2.55	4	8	4 puntos	Monotónica	15
14	Mortero	12	75.05	2.41	2.62	6	8	4 puntos	Monotónica	25
15	Mortero	12	40.39	2.40	2.60	3	8	4 puntos	Monotónica	25
16	Mortero	12	58.04	2.44	2.64	3	8	4 puntos	Monotónica	25
17	Mortero	12	62.23	2.44	2.61	2	8	4 puntos	Monotónica	25
18	Mortero	12	55.78	2.41	2.62	11	12.5	4 puntos	Monotónica	25

Viga	Contacto	Resistencia Bloque (MPa)	Fuerza inicial barra (kN)	Luz Libre (m)	Luz Total (m)	Contra -flecha (mm)	Excentricidad (cm)	Puntos Carga	Tipo Carga	Diámetro Barra (mm)
19	Mortero	12	46.74	2.43	2.62	6	12.5	4 puntos	Monotónica	25
20	Mortero	12	32.50	2.41	2.60	11	12.5	4 puntos	Monotónica	25
21	Mortero	12	29.96	2.44	2.61	7	12.5	4 puntos	Monotónica	25
22	Mortero	32	145.60	2.40	2.57	3	8	4 puntos	Monotónica	25
23	Mortero	32	91.54	2.36	2.59	2	8	4 puntos	Monotónica	25
24	Mortero	32	93.39	2.44	2.63	3	8	4 puntos	Cíclica	25
25	Mortero	32	65.43	2.40	2.60	2	8	4 puntos	Cíclica	25
26	Mortero	32	71.70	2.40	2.58	5	12.5	4 puntos	Monotónica	25
27	Mortero	32	72.03	2.38	2.58	4	12.5	4 puntos	Cíclica	25
28	Mortero	32	47.30	2.40	2.61	9	12.5	4 puntos	Monotónica	25
29	Mortero	32	46.65	2.43	2.62	4	12.5	4 puntos	Cíclica	25
30	Seco	12	10.30	2.39	2.49	6	8	4 puntos	Monotónica	25
31	Seco	12	8.07	2.35	2.48	6	8	4 puntos	Monotónica	25
32	Mortero	12	62.48	3.15	3.37	12	12.5	4 puntos	Monotónica	25
33	Mortero	12	75.71	3.13	3.34	6	8	4 puntos	Monotónica	25
34	Mortero	12	69.99	3.15	3.34	5	8	4 puntos	Cíclica	25
35	Mortero	12	42.63	3.18	3.35	10	12.5	4 puntos	Monotónica	25
36	Mortero	18	45.73	3.21	3.40	8	12.5	4 puntos	Monotónica	25
37	Mortero	32	95.92	3.14	3.35	3	8	4 puntos	Monotónica	25
38	Mortero	32	67.32	3.15	3.34	7	8	4 puntos	Monotónica	25
39	Mortero	32	42.39	3.20	3.36	5	12.5	4 puntos	Cíclica	25
40	Mortero	32	53.16	3.15	3.36	4	12.5	4 puntos	Monotónica	25

5.6 Montaje del ensayo

El tensionamiento inicial de cada viga ensayada se hizo sobre el piso del laboratorio el mismo día del ensayo. Este tensionamiento previo fue de aproximadamente el 33% del tensionamiento inicial previsto para la ejecución del ensayo, para el cual la viga fue izada del piso con la ayuda de una polea diferencial y llevada al marco de reacción metálico donde se hicieron una serie de pruebas de vibración libre con la ayuda de una serie de 3 acelerómetros unidireccionales (uno en el centro de la viga y los otros dos sobre el cuarto de la luz) para diferentes niveles de tensión hasta llegar al 100% del tensionamiento inicial

previsto para la ejecución del ensayo. Para cada nivel de tensionamiento se realizaron pruebas de vibración libre tanto para impulsos de carga vertical como horizontal sobre la viga, con la finalidad de poder establecer las frecuencias de vibración de las vigas y la incidencia de la variación del nivel de tensionamiento en estas frecuencias de vibración. Dichos ensayos establecieron que las frecuencias y modos de vibrar de las vigas de albañilería postensada fueron siempre los mismos independientemente del nivel de tensionamiento que tenía la viga, tanto para los modos de vibración horizontal y vertical. Posterior al realizar las pruebas de vibración libre sobre las vigas, se procede a retirar los acelerómetros sobre la viga y se comienza con la instalación del entramado metálico para la distribución de carga vertical y la instrumentación de cada espécimen.

Las vigas fueron ensayadas bajo un sistema de carga simétrico, inicialmente mediante la aplicación de carga en 2 puntos de la viga bajo la configuración de un ensayo de flexión pura, pero, por los indicios de concentración de tensiones observados al producirse un punzonamiento sobre uno de los puntos de aplicación de la carga en una de las vigas ensayadas, se tomó la decisión de cambiar la tipología de carga a 4 puntos de apoyo con muy buenos resultados. Esta nueva tipología de carga se asemeja más a una carga uniformemente distribuida. La carga fue aplicada al sistema mediante un único gato hidráulico conectado al marco de carga externo y se distribuye a los diferentes puntos de carga mediante un conjunto de vigas metálicas simplemente apoyadas que descargan sobre rodillos a la viga. El peso aproximado del sistema empleado para la distribución de carga sobre la viga fue de 1.0 kN.

Las vigas fueron cargadas de forma monotónica hasta la falla. Dicho procedimiento de carga sólo fue pausado para valores aproximados de 30%, 50% y 70% de su carga máxima para hacer un registro detallado de las fisuras y grietas presentes en cada nivel de carga, la evolución del eje neutro con la aplicación de la carga y un registro final de grietas para la falla de la viga. Para las vigas ensayadas de manera monotónica, se realizaron tres ciclos de carga y descarga para niveles de desplazamiento de 1 mm, 2 mm, 4 mm, 6 mm, 8 mm,

10 mm y 12 mm. Al igual que para las vigas de carga monotónica, las vigas con carga cíclica tuvieron episodios de registro de los niveles de agrietamiento para los primeros ciclos de carga para cada amplitud de deformación.

5.7 Instrumentación

La carga fue aplicada a la viga mediante un gato hidráulico de carga con una capacidad máxima de 300 kN y medida mediante una celda de carga de capacidad 250 kN posicionada sobre la parte superior del gato hidráulico con una precisión de por lo menos 2 kN (celda de carga 2). Para registrar el tensionamiento de la barra roscada de postensado, se empleó una celda de carga hueca colocada en uno de los extremos de la barra sobre el final de la viga de capacidad 250 kN y precisión de al menos 2 kN (celda de carga 1), dicha celda también fue empleada para monitorear las pérdidas de tensionamiento debidas al asentamiento de las tuercas empleadas para el postensado (Figura 5.4).

Las deflexiones verticales en puntos específicos de la viga (extremos, centro y cuarto de la luz) fueron medidas a partir de cuatro Linear Voltage Differential Transformers (LVDTs) con una precisión de al menos 0.001 mm (Figura 5.4). Todas las mediciones fueron recolectadas digitalmente con la ayuda de un sistema de adquisición de datos para una velocidad de muestreo de 3 lecturas por segundo.

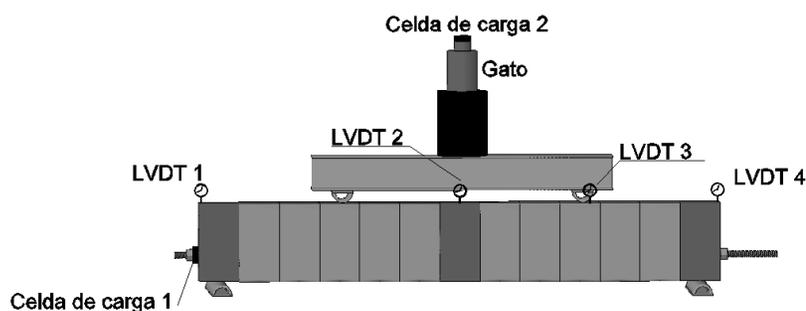


Figura 5. 4. Instrumentación de la viga.

5.8 Resultado de los Ensayos

El estado último de capacidad de carga para cada viga fue obtenido a partir del punto en el que se observa un descenso repentino, de al menos 10%, de su carga máxima, donde se observa que la viga es incapaz de tomar más carga. Una vez se llega a este estado último de capacidad sobre la viga se pausa el procedimiento de carga con el gato hidráulico y se procede a remover lentamente la carga sobre la viga, observándose un alto grado en la recuperación de la deformación de la viga y en el cierre por completo de muchas de sus fisuras.

En todas las vigas ensayadas, la albañilería alcanzó su deformación unitaria máxima antes de que la barra de postensado alcanzara a fluir, de esta manera se pudo observar en todas las vigas que la barra de postensado siempre permaneció en su rango elástico. La Tabla 5.3 hace un resumen de los principales resultados obtenidos en las vigas ensayadas.

Tabla 5. 3. Resultados vigas ensayadas.

Viga	Tipo de falla	Carga máxima (kN)	Deflexión máxima (mm)	Tensión máxima barra (kN)
1	Aplastamiento fibra compresión	62.42	22.42	115.00
2	Cortante	60.83	9.41	97.34
3	Flujo de cortante	55.55	11.83	114.70
4	Flujo de cortante	48.02	13.54	90.76
5	Aplastamiento fibra compresión	96.47	23.38	111.6
6	Cortante	62.94	22.04	123.80
7	Flujo de cortante	41.76	11.05	86.60
8	Aplastamiento fibra compresión	95.69	29.50	164.00
9	Aplastamiento fibra compresión	64.47	16.54	113.50
10	Flujo de cortante	65.02	30.22	117.10
11	Cortante	61.46	20.15	104.16
12	Aplastamiento fibra compresión	52.89	17.66	115.80
13	No llega a la falla	138.50	32.78	173.50
14	Aplastamiento fibra compresión	76.10	11.81	112.90
15	Aplastamiento fibra compresión	76.21	14.70	99.98
16	Aplastamiento fibra compresión	57.12	13.78	98.16
17	Aplastamiento fibra compresión	75.95	11.88	104.20
18	Cortante	84.73	16.09	106.00

Viga	Tipo de falla	Carga máxima (kN)	Deflexión máxima (mm)	Tensión máxima barra (kN)
19	Cortante	89.46	19.31	110.10
20	Cortante	74.23	16.21	84.73
21	Aplastamiento fibra compresión	68.00	13.83	81.56
22	Aplastamiento fibra compresión	196.10	15.19	221.30
23	Aplastamiento fibra compresión	148.40	20.62	176.80
24	Aplastamiento fibra compresión	147.90	18.19	172.80
25	Aplastamiento fibra compresión	131.60	15.85	147.50
26	Aplastamiento fibra compresión	190.10	23.51	196.70
27	Cortante	211.10	25.91	206.40
28	Aplastamiento fibra compresión	188.80	28.37	191.50
29	Aplastamiento fibra compresión	199.00	29.43	206.40
30	Flujo de cortante	23.28	8.71	32.68
31	Flujo de cortante	29.38	11.89	33.01
32	Aplastamiento fibra compresión	68.87	24.02	126.10
33	Aplastamiento fibra compresión	50.66	22.55	117.40
34	Aplastamiento fibra compresión	48.49	17.97	104.50
35	Aplastamiento fibra compresión	59.01	20.98	93.19
36	Aplastamiento fibra compresión	64.63	23.79	115.70
37	Aplastamiento fibra compresión	132.20	35.80	224.60
38	Aplastamiento fibra compresión	119.80	35.47	201.40
39	Aplastamiento fibra compresión	128.50	33.70	182.90
40	No llega a la falla	83.93	18.64	118.90

El comportamiento de la curva carga-deflexión de todas las vigas ensayadas muestra un comportamiento bilineal similar al observado en vigas de albañilería postensada rellenas de grouting en investigaciones previas por diferentes autores (Fincher, 1969; Pedreschi, 1983; y Uduehi, 1989). El primer tramo lineal de la curva corresponde al comportamiento elástico de la viga, seguido de un segundo tramo de comportamiento no lineal caracterizado por una reducción gradual de la rigidez de la viga con un valor promedio aproximado del 45% de la rigidez del tramo elástico. De igual forma, se observa una importante capacidad de deformación de las vigas ensayadas, con valores para la relación deflexión máxima/longitud de la viga del orden entre 1/130 a 1/205 para vigas construidas

con bloques de alta resistencia, entre 1/105 a 1/205 para bloques de resistencia intermedia y de 1/85 a 1/115 para bloques de baja resistencia.

El comportamiento de la curva carga-deformación para vigas de albañilería postensada en concreto sin relleno de grouting se puede asimilar a una curva multi-lineal caracterizada por cuatro fases de comportamiento que se describen brevemente a continuación acorde a la observación experimental de todas las vigas ensayadas.

Fase I (comportamiento elástico): Esta primera fase de comportamiento aproximadamente lineal observado en las vigas ensayadas, corresponde a la etapa de comportamiento elástico, donde toda la sección transversal de la viga se encuentra bajo esfuerzos de compresión y al descargar la viga se recuperan en su totalidad las deformaciones. Esta etapa ocurre entre el evento en que la viga se encuentra descargada, hasta que se comienza la descompresión entre los bloques de concreto sobre la zona de máximo momento flector en la viga.

Fase II (comportamiento inelástico debido a la descompresión de los bloques): Esta segunda fase de comportamiento no lineal donde se observa una reducción gradual de la rigidez de la viga y se comienzan a presentar deformaciones plásticas en el sistema (deformaciones no recuperables). Comienza cuando se presenta la descompresión entre los bloques que componen la viga y se prolonga hasta que se comienzan a generar deformaciones plásticas que afectan la integridad del bloque, con deformaciones unitarias correspondientes al punto de máximo esfuerzo en el material. A pesar de que esta fase se caracteriza por un comportamiento no-lineal, para simplificaciones de diseño se puede aproximar satisfactoriamente a un tramo de línea recta (Figura 5.5).

Fase III (comportamiento inelástico debido a la plastificación de los bloques): Esta tercera fase de comportamiento inelástico que corresponde a una mayor tasa en la reducción de la rigidez de la viga, para la cual aumentan considerablemente las

deformaciones plásticas en el mortero y el bloque de concreto, producto de la formación de fisuras en la integridad de los bloques de concreto al generarse deformaciones unitarias cercanas a su valor último. Esta fase se prolonga hasta que la viga alcanza su máxima capacidad de carga. A pesar de que esta fase se caracteriza por un comportamiento no-lineal, para simplificaciones de diseño se puede aproximar satisfactoriamente a un tramo de línea recta (Figura 5.5).

Fase IV (rama descendente de la curva): Esta cuarta y última fase de comportamiento de la viga corresponde a la incapacidad de la viga para soportar carga a pesar de generarse un incremento adicional en su deformación, se caracteriza por presentar valores de endurecimiento negativo o softening. Esta fase se genera a partir de que se alcanza la máxima capacidad de carga en la viga y se prolonga hasta que se produce su falla del elemento estructural o una reducción del 10% en su carga respecto al valor de la carga máxima obtenida. Al igual que las demás fases su simplificación para el diseño se puede aproximar a un tramo de línea recta (Figura 5.5).

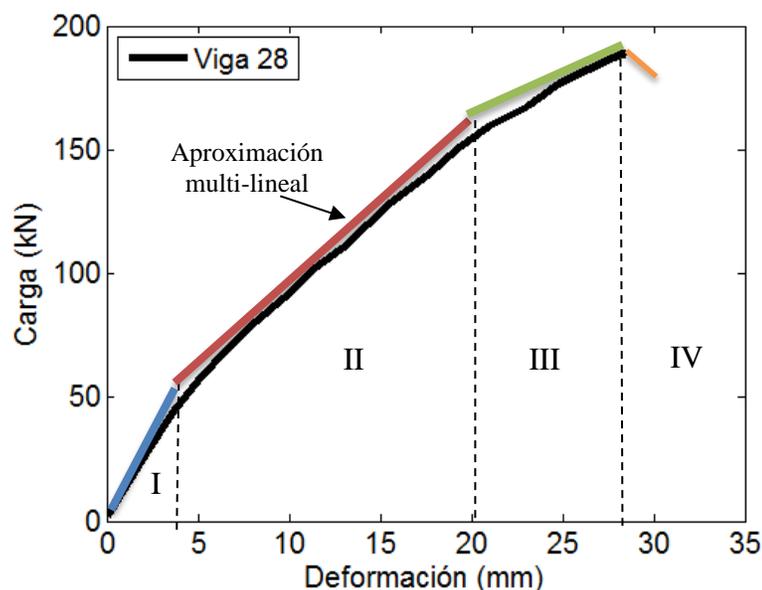


Figura 5. 5. Curva típica de comportamiento carga-deformación vigas por fases.

5.9 Curva carga-tensión en el cable

Al tener monitoreada la fuerza en la barra de postensado durante la ejecución de todo el ensayo se pudo construir la curva carga-fuerza en la barra de postensado para todas las vigas ensayadas. En la Figura 5.6, al igual que las curvas carga-deformación se observa un primer tramo de la curva correspondiente al estado elástico de la viga con un comportamiento aproximadamente lineal, seguido de un tramo curvo correspondiente al rango inelástico de la viga producto de la cinemática de deformación de la viga luego de la descompresión de la sección transversal y el inicio de separación entre las unidades de bloque correspondiente principalmente a un fenómeno cinemático por la tipología de deformación.

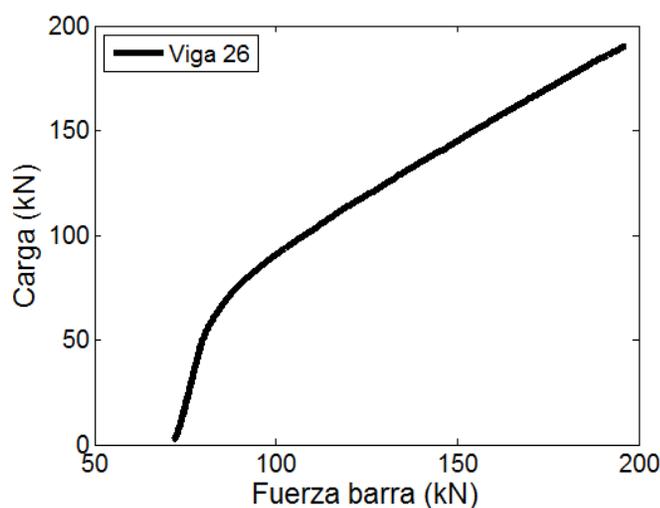


Figura 5. 6. Curva carga-fuerza en la barra de postensado, viga 26.

En el primer tramo de la curva la recta tiene una tendencia muy vertical, lo que significa que con la aplicación de carga a la viga la barra de postensado incrementa muy poco su fuerza, ya que toda la sección se encuentra comprimida y las tracciones generadas por las fuerzas externas son contrarrestados en su mayoría por los esfuerzos de pre-compresión proporcionados por el tensionamiento inicial de la viga. Posterior a cuando se comienza a presentar la descompresión en los bloques las tracciones generadas por el sistema de cargas externas a la viga deben ser absorbidas por la barra de postensado y es por esto que la curva cambia de pendiente de manera notoria.

5.10 Curva carga-incremento de tensión

En la figura carga-fuerza en el cable se observa un primer tramo de la curva correspondiente a la zona de comportamiento elástico de la viga, seguida de un comportamiento curvo asociado a la descompresión de los bloques como resultado de una no-linealidad geométrica producto de una redistribución de fuerzas por la evolución del material y la aparición de daño. Éste mismo fenómeno se aprecia también en la curva carga-deformación máxima para todas las vigas ensayadas. A pesar de esta no-linealidad, la curva carga-incremento de tensión del cable se puede aproximar a un modelo bi-lineal tal como puede observarse en la Figura 5.7. También se puede observar en la Figura 5.7 el comparativo de la curva de incremento de deformación para dos vigas similares pero que difieren únicamente en el nivel de tensionamiento inicial, donde se establece que las dos curvas de comportamiento son prácticamente idénticas y lo único en que se diferencian es que la viga de mayor tensionamiento inicial llega a su falla con un incremento de tensión inferior a su viga homóloga, y esa diferencia entre los incrementos de tensión entre las dos vigas ensayadas es muy similar a la diferencia en los tensionamientos iniciales de las dos vigas.

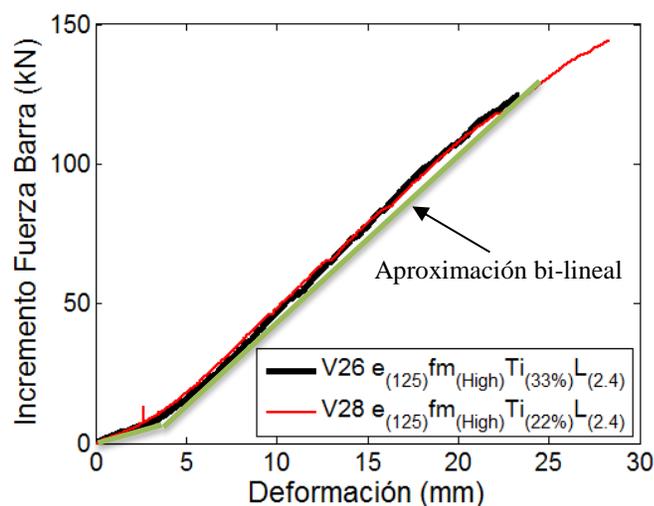


Figura 5. 7. Curva Incremento de tensión-deformación, vigas 26 y 28.

Este comportamiento aproximadamente lineal en la curva carga-incremento de fuerza en la barra de postensado también fue observado anteriormente por otros investigadores en elementos de albañilería postensada con relleno de grouting y cables no adheridos (Bean , 2007; Mojsilovic y Marti, 2000; Marzahn, 1998; Campbell y Chouinard, 1991; Harajili y Kanj, 1991; Yaginuma, 1995; Lazzarini et al., 2010; y Du and Liu, 2003).

5.11 Modos de Falla

Durante los ensayos ejecutados se pudieron clasificar tres diferentes modos de falla en las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting. El primer modo de falla que mayor número de vigas reportó en los ensayos ejecutados fue el modo de falla denominado “falla por aplastamiento en la fibra más comprimida del bloque” observado en 25 vigas de las 40 vigas ensayadas (Figura 5.8), seguido del modo denominado “falla por cortante” con un total 7 vigas (Figura 5.9), posteriormente un modo de falla denominado “flujo de cortante” observado en 6 vigas (Figura 5.10) y por último las 2 vigas restantes que presentaron inconvenientes durante su proceso de ensayo y tuvieron fallas locales relacionadas con el bloque de macizo de concreto o problemas con el comportamiento del sistema de carga de la viga (Figura 5.11).

5.11.1 Falla por aplastamiento en la fibra más comprimida del bloque:

Este tipo de falla fue el más común y se caracteriza por el aplastamiento de los bloques en la región a compresión de la sección transversal de la viga, sobre los bloques localizados en la zona de mayor momento flector. El daño se localiza especialmente sobre uno o dos bloques de toda la viga y los demás bloques que la conforman presentaron un nivel de daño mínimo, casi despreciable. Su comportamiento se caracteriza por la separación progresiva del contacto entre los bloques en la zona de máximo momento flector hasta un nivel de carga de aproximadamente el 85% de la carga máxima, sin ningún daño aparente en la integridad del bloque, posteriormente a este nivel de carga se comienzan a formar grietas diagonales en la estructura del bloque con una inclinación respecto a la horizontal entre 35° y 55° aproximadamente, dicha grieta diagonal iba creciendo gradualmente con

el incremento de carga sobre la viga hasta sobrepasar por completo la geometría del bloque formando una cuña de falla con la cual se generaba la máxima capacidad de la viga, con un disminución súbita de más del 10% en la carga aplicada de la viga.

Luego de alcanzar su máxima capacidad, las vigas conservan una buena parte de su integridad permitiendo descargar gradualmente con un nivel importante de recuperación de su deformación al quitar por completo la carga sobre ella, con niveles de recuperación de la deformación superiores al 65% con un valor promedio del 73% en las vigas que presentaron una falla de este tipo. Este tipo de falla fue característico en vigas con relación (a/d) alta y alto nivel de tensionamiento inicial.



a) Viga 22



b) Viga 23



c) Viga 8



d) Viga 9

Figura 5. 8. Falla por aplastamiento de la fibra más comprimida del bloque.

5.11.2 Falla por cortante

Este tipo de falla fue observada en un número limitado de las vigas ensayadas (sólo 7 de las 40 vigas ensayadas), y se caracteriza por la formación de una familia de grietas oblicuas que atraviesan la integridad del bloque de concreto, en forma casi paralela entre ellas, sobre los bloques localizados en la zona de mayor esfuerzo cortante. Las grietas se observan en todos los bloques que conforman la zona de mayor cortante en la viga y se interrumpen en la zona de la viga con cortante nulo. Su comportamiento se caracteriza por la aparición de una grieta inclinada en la parte inferior del bloque cerca de los apoyos de las vigas. Las grietas comienzan a aparecer para niveles de carga cercanos al 35% de la carga máxima de la viga, y a medida que se incrementa la carga sobre la viga la grieta se va propagando hacia los apoyos donde se transmite la carga en el sistema de reacción sobre la viga. A medida que la grieta inicial se propaga diagonalmente sobre la viga, se forman simultáneamente otras grietas casi paralelas a la grieta inicial que van aumentando su longitud a medida que se incrementa la carga. Estas grietas se observan en ambas caras de la viga y se propagan simultáneamente sobre ambas caras. Para este tipo de falla los bloques de concreto que se encuentran sobre la zona de mayor momento flector en la viga, aunque se separan entre ellos a medida que el nivel de carga aumenta, no se aprecia daño importante de ellos. El ángulo de inclinación de estas grietas, respecto a la horizontal, fue de aproximadamente entre 20° y 35°. El colapso de las vigas con esta tipología de falla se dio de manera súbita luego de alcanzar su máxima capacidad de carga. Tanto la viga como su sistema de aplicación de carga se fueron al piso debido a que las propagaciones de las grietas de corte formaron cuñas que se desprendieron de la viga y colapsaron la integridad de la misma, por lo tanto, no hubo recuperación de deformación en estos casos. Este tipo de falla fue característico en vigas con relación (a/d) baja y bajo nivel de tensionamiento inicial.



a) Viga 6



b) Viga 2



c) Viga 11



d) Viga 18

Figura 5. 9. Falla por cortante.

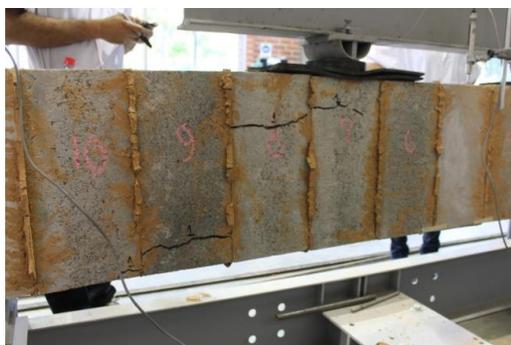
5.11.3 Falla por flujo de corte

Adicional a las tipologías de “falla por flexión” y “falla por cortante”, se pudo constatar una tercera tipología de falla que tiene una tendencia a ser producida por una deficiencia al cortante sobre la sección de la viga, pero se denominó una falla por “flujo de corte” por su condición especial. Al igual que la “falla por corte”, la falla por “flujo de corte” fue observada también en un número limitado de las vigas ensayadas (sólo 6 vigas de las 40 ensayadas), y se caracteriza por la formación casi en simultaneo de un par de grietas horizontales de corte formadas sobre dos bloques de concreto vecinos en la proximidad del apoyo de la viga. Esta grieta se forma en las proximidades de la zona de la sección transversal del bloque con un mayor flujo de corte. Su comportamiento se caracteriza por la aparición casi en simultáneo de un par de grietas horizontales sobre la sección del bloque a ambos costados de la viga, las cuales van creciendo en su longitud y espesor a medida que se incrementa la carga aplicada sobre la viga, teniendo presente que este par de grietas se propagan en dirección contraria la una de la otra. Una vez que estas grietas

traspasan por completo la integridad del bloque se reproducen de idéntica forma en los bloques vecinos con la misma tendencia de propagación.

El nivel de carga máxima para este tipo de vigas en la falla fue inferior al observado en vigas similares con tipologías de falla diferente, al mismo tiempo esta falla fue observada principalmente en aquellas vigas que no tuvieron ningún tipo de elemento de contacto (contacto en seco), en vigas cuyo elemento de contacto durante el proceso de tensado perdió toda su continuidad (algunas vigas con elemento de contacto de arcilla que se tensaron cuando aún estaba muy blanda), y para vigas cuyo elemento de contacto no se le permitió endurecer apropiadamente (una viga con lechada ensayada tres horas después de su construcción).

Este tipo de falla estaba caracterizado por el colapso total del elemento estructural de manera súbita luego de alcanzar su máxima capacidad de carga. La propagación de las grietas horizontales de corte en la parte inferior de la viga formó cuñas que al desprenderse provocaron el colapso súbito del elemento estructural, por lo tanto, no hubo recuperación de deformación en estos casos. Esta tipología de falla fue característica en vigas en seco o en vigas cuyo elemento de contacto fue expulsado durante el proceso de tensionamiento por su consistencia pastosa (arcilla y lechada fresca) disminuyendo considerablemente su espesor, lo cual generó un contacto casi directo entre las unidades de albañilería.



a) Viga 4



b) Viga 7



c) Viga 10



d) Viga 30

Figura 5. 10. Falla por flujo de corte.

Aunque ninguna de las fallas estuvo condicionada por el acero de refuerzo como tal, debido a que para todos los niveles de carga las barras de acero postensado siempre permanecieron en su rango elástico, el diseño estructural para este sistema no necesariamente debe estar condicionado para que se presente este mecanismo. Cada proyectista puede establecer su propio criterio de diseño acorde al tipo de falla deseado, sea por daño de la albañilería o por fluencia del acero de postensada, cada uno de estos tipo de fallas tienen sus ventajas y desventajas asociadas que dependen específicamente de la futura implementación práctica del sistema.

5.11.4 Vigas que no alcanzaron a fallar

Debido a problemas en la capacidad del dispositivo metálico para la aplicación de la carga para el ensayo de la viga 13, al igual que por la falla del elemento desviador de concreto macizo en la viga 40, hubo dos vigas que no se pudieron llevar a la falla.



a) Viga 13



b) Viga 40

Figura 5. 11. Vigas no alcanzan la falla.

5.12 Curva carga-deformación normalizada

Con el objetivo de poder tener una mejor observación e interpretar adecuadamente el comportamiento de la curva carga-deformación de las vigas ensayadas en un mismo gráfico, así como de obtener una completa información de la influencia de cada una de las variables de diseño analizadas, se tomó la determinación de normalizar las curvas carga-deformación obtenidas en los ensayos que tuvieron una falla a flexión. La normalización propuesta para la carga aplicada en cada una de las vigas ensayadas, se hizo acorde a la variable que involucra el momento externo máximo aplicado a la viga ($PL/8$) y una aproximación mediante el rectángulo equivalente de presiones para establecer la capacidad de momento de la sección ($\alpha\beta f'_m b d^2$). De igual manera, la deformación máxima de la viga se normaliza mediante el valor obtenido de deformación (δ) y la deflexión aproximada calculada mediante la metodología de momento curvatura ($1/9 \phi L^2 \approx 4/9 \varepsilon_{cu} L^2/d$). La Figura 5.12 muestra la normalización propuesta para las vigas ensayadas en este estudio. Donde P representa la carga aplicada sobre la viga, L la longitud de la viga, α y β factores de reducción del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de Whitney, b el ancho de la sección transversal de la viga, d la profundidad efectiva del acero de postensado, f'_m la resistencia a la compresión de la albañilería, ϕ la curvatura de la viga y ε_{cu} la deformación unitaria a compresión de la albañilería.

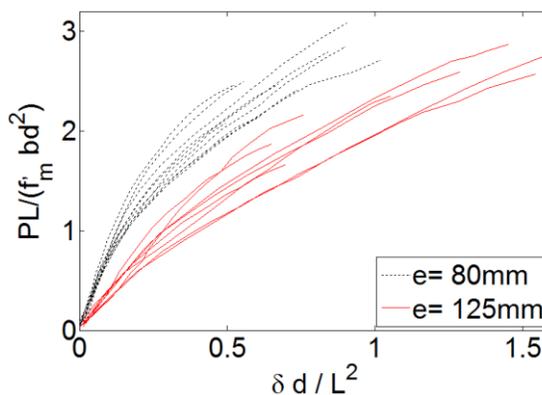


Figura 5.12. Curvas carga-deformación normalizadas

La curva carga-deformación normalizada muestra la formación de dos diferentes familias de curvas que se diferencian entre ellas principalmente por la excentricidad de la barra. Esto muestra la influencia significativa de este parámetro para el comportamiento a flexión en vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting, donde un incremento en la excentricidad del cable está precedido de una mayor capacidad de deformación de la viga debida a la mayor curvatura del elemento estructural. La incidencia de la resistencia de la albañilería también afecta las curvas en cuanto a la normalización de la fuerza, pero la tendencia en el comportamiento y la forma de las curvas es la misma para los diferentes valores de excentricidad analizados.

5.13 Patrón de agrietamiento vigas con falla a flexión

Durante la ejecución del ensayo se hizo un registro del patrón de separación de los bloques o agrietamiento vertical debido a la descompresión entre los bloques con miras a obtener un registro aproximado de la evolución del eje neutro de la viga para los diferentes niveles de carga aplicados. Para esto se hizo el monitoreo durante la ejecución del ensayo del estado de agrietamiento para cada viga ensayada para tres diferentes estados de carga en aproximadamente $25\%P_u$, $50\%P_u$ y $75\%P_u$ tal como se muestra en la Figura 5.13, y se muestra en un esquema aproximado este patrón de agrietamiento para la viga 26. Adicionalmente se hizo un registro de los niveles de agrietamiento de las vigas de este estudio para el instante de falla y posterior a la descarga de cada elemento estructural cuando se finaliza por completo cada ensayo.

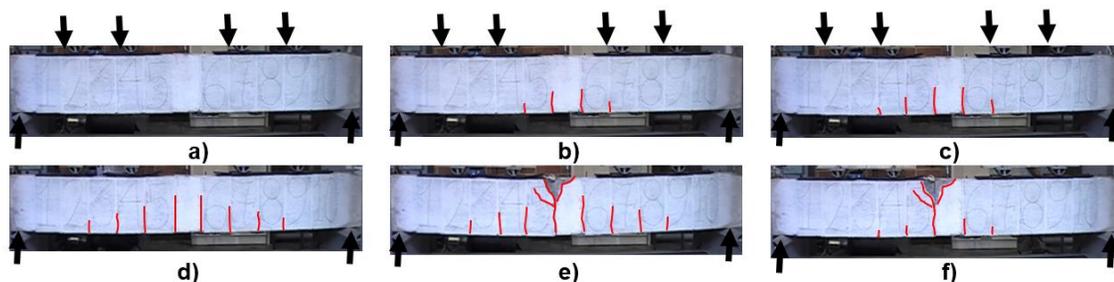


Figura 5. 13. Patrón de agrietamiento B-26

a) $0\% P_u$, b) $25\% P_u$, c) $50\% P_u$, d) $75\% P_u$, e) $100\% P_u$, y f) Descarga.

Este patrón de agrietamiento fue muy similar en todas aquellas vigas con falla a flexión, donde se pudo observar en todas ellas para su condición inicial de carga una ligera contra flecha de curvatura negativa debida al tensionamiento inicial por excentricidad de la barra con valores que oscilaban entre 2 mm y 12 mm con un promedio aproximado de 6 mm. Para esta condición inicial todas las vigas se encontraban con su sección transversal totalmente comprimida. Esta contra flecha desaparece rápidamente para los primeros incrementos de carga en la viga hasta alcanzar su posición horizontal sin ningún indicio de agrietamiento para esta condición de carga. Cuando se alcanza la carga que proporciona la descompresión en los bloques se observa la aparición de una primera grieta vertical en la zona de mayor momento flector en cercanías del centro de la viga. Con el incremento de la carga aplicada a la viga esta grieta se propaga de forma ascendente entre el contacto de los bloques sin generar un daño aparente sobre la integridad del bloque incluso para niveles de carga cercanos al 75% de la carga máxima que soporta la viga, aumentando la separación entre ellos al mismo tiempo que nuevas grietas aparecen en zonas de menor magnitud en su momento flector. Para niveles de carga superiores al 75% de la carga máxima la grieta vertical sobre la zona de mayor momento flector se detiene y se comienzan a formar grietas diagonales al interior de la integridad del bloque afectando su estructura, estas grietas se propagan rápidamente sobre la zona comprimida del bloque formando una cuña deslizante hasta que se alcanza la falla en la viga y se produce una pérdida repentina de la capacidad de carga.

Posteriormente la viga se descarga lentamente y se observa una importante recuperación en sus deformaciones, con el correspondiente cierre de un gran porcentaje de las grietas verticales. Las grietas inclinadas que afectan la integridad del bloque no desaparecen en la descarga de la viga. En las zonas externas a la región de máximo momento en la viga, los daños a la integridad de los bloques fueron casi despreciables y la integridad de la viga no se vio afectada. En las vigas con un mayor nivel de tensionamiento inicial, el número de grietas verticales fue más reducido como producto del incremento en su carga de

agrietamiento. De la misma manera, la propagación ascendente de la grieta vertical fue mayor en las vigas construidas con bloques de mayor resistencia debido a la mayor capacidad resistente de la sección.

5.14 Efecto de las variables de diseño analizadas

Dentro del estudio experimental desarrollado se variaron diferentes parámetros para entender de manera más detallada el desempeño estructural de las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting.

5.14.1 Efecto de la resistencia a la compresión de la albañilería

La resistencia a la compresión de la albañilería es uno de los parámetros más relevantes en el diseño de estructuras de albañilería. Una variación en su resistencia a compresión modifica su comportamiento en aspectos fundamentales de su desempeño mecánico como son: la capacidad última del elemento estructural, la capacidad de deformación, la tipología de falla, entre otros. Tal como era de esperarse, las vigas ensayadas reportan una incidencia significativa de la resistencia de la albañilería en el desempeño mecánico de las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting. Tal como puede observarse en la Figura 5.14, un incremento en la resistencia a la compresión de la albañilería proporciona una mayor capacidad de resistencia para el estado último de la viga y una capacidad adicional de desplazamiento y una carga de agrietamiento mayor si se compara con vigas similares construidas con bloques de menor resistencia a la compresión.

Un incremento del 167% en los niveles de resistencia en la albañilería entre las vigas B33 y B37 genera un incremento similar, del 158%, en la capacidad máxima de la viga a flexión (incremento de 20.52 kN*m a 53.01 kN*m), así como un incremento de 59% en su capacidad máxima de deformación (incremento de 22.6 mm a 35.8 mm). De igual manera entre las vigas B14 y B24 se generó un incremento del 167% en los niveles de resistencia de la albañilería genera un incremento de 96% en la capacidad máxima de la viga a flexión (incremento de 23.63 kN*m a 43.61 kN*m), así como un incremento de

54% en su capacidad máxima de deformación (incremento de 11.8 mm a 18.2 mm). De esta manera se puede observar la significativa incidencia de la resistencia de la albañilería tanto en la capacidad última de la sección como en la capacidad de la deformación, los que no varían de manera lineal con la resistencia de la albañilería. Asimismo, se observa que las curvas carga-deformación de las vigas con bloques de mayor resistencia tienen una rigidez elástica un 140% mayor que la rigidez elástica observada en las vigas con bloques de menor resistencia. En definitiva, se puede concluir que la resistencia a la compresión de la albañilería tiene gran incidencia en el desempeño estructural, principalmente en parámetros como la resistencia máxima de la viga, su capacidad máxima de deformación y su rigidez en el rango elástico (Figura 5.14).

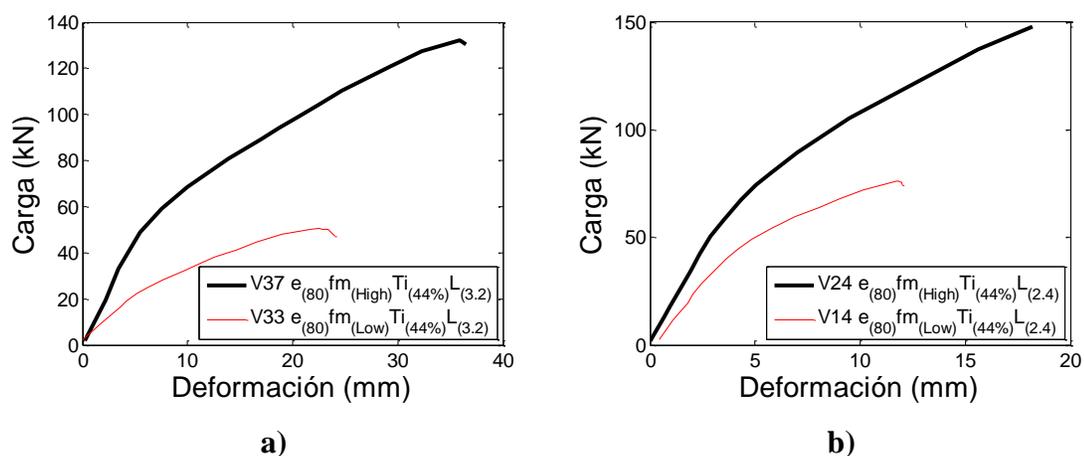


Figura 5. 14. Incidencia de la Resistencia albañilería a) Viga 33 vs Viga 37 b) Viga 14 vs Viga 24.

5.14.2 Efecto del tensionamiento inicial

Otro parámetro de relevancia en el comportamiento estructural de la albañilería postensada es el nivel inicial de tensionamiento que se aplique al sistema. La Figura 5.15 muestra que una variación en el nivel de tensionamiento inicial aplicado en dos vigas ensayadas con los demás parámetros similares, tiene sólo una leve influencia en la rigidez inicial de la viga y su capacidad máxima a flexión, y que la mayor influencia se observa en la máxima capacidad de deformación de la viga y la carga donde comienza la descompresión de los bloques. Un incremento entre el 22% y 33% del tensionamiento

inicial aplicado a la viga genera una variación inferior al 3% en su capacidad de carga máxima y reduce hasta un 24% su deformación máxima. Otro de los efectos que se observa con el incremento del tensionamiento inicial en el comportamiento de las vigas ensayadas, es que a pesar de que se observa una diferencia apreciable en el tramo de comportamiento inelástico, la aproximación lineal para ambas curvas muestra una tendencia casi paralela entre ellas. En definitiva, se puede concluir que el nivel de tensionamiento inicial tiene incidencia en el desempeño estructural, principalmente en parámetros como la capacidad máxima de deformación y en la magnitud de la carga de descompresión de su sección transversal (Figura 5.14).

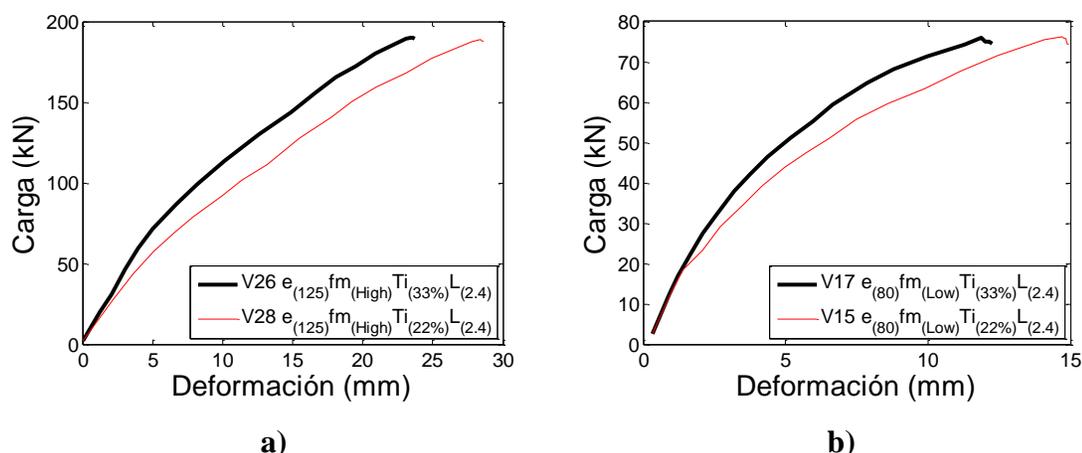


Figura 5. 15. Incidencia del tensionamiento inicial a) Viga 26 vs Viga -28 b) Viga 15 vs Viga17.

5.15 Comportamiento cíclico

El buen comportamiento de un elemento estructural frente a cargas cíclicas es fundamental en el diseño estructural, sobre todo en países con alta probabilidad de ocurrencia de sismos como Chile y Colombia. La filosofía de diseño basada en desplazamientos tiene como principal objetivo el control de los posibles daños a una estructura durante un terremoto. El daño estructural de un elemento puede ser estudiado a partir de una combinación de parámetros obtenidos a través de la ejecución de ensayos cíclicos. Para tener un indicio aproximado sobre el desempeño estructural de las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting frente a cargas cíclicas, se hizo un comparativo del comportamiento estructural entre dos vigas similares cargadas con diferente patrón de carga (monotónico

y cíclico). Recientes investigaciones en elementos estructurales de albañilería postensada han mostrado el buen desempeño sísmico que tiene esta tipología estructural frente a la aplicación de cargas dinámicas y su posible uso como elemento estructural en zonas de alta intensidad sísmica (Rosenboom y Kowalsky, 2004; Wight et al., 2007).

5.15.1 Efecto de la tipología de carga

La Figura 5.16 muestra que luego de la aplicación de cada ciclo de carga a las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting las deformaciones residuales producidas por el sistema son muy pequeñas, debido al mecanismo de “auto-centrado” que proporciona el postensado en las vigas y que es de gran utilidad para condiciones bajo cargas de servicio, sin embargo, este comportamiento presenta una baja disipación de energía. Al comparar el comportamiento de elementos similares bajo diferentes tipologías de carga (monotónica y cíclica) se observa que presentan una envolvente de comportamiento muy similar, tanto en el rango elástico como en el rango inelástico del comportamiento de la viga. La diferencia observada para el estado último de comportamiento en las vigas ensayadas con diferente tipología de carga pudo ser debida a la dispersión observada en las propiedades mecánicas de los materiales que componen el sistema estructural o a algunas ligeras diferencias generadas durante su proceso constructivo. También se puede observar que hay una mayor deformación residual en las vigas bajo carga cíclica construidas con los bloques de baja resistencia al compararse con bloques de alta resistencia. En definitiva, se puede concluir que la envolvente del comportamiento cíclico es muy similar a la curva de ensayo monotónico.

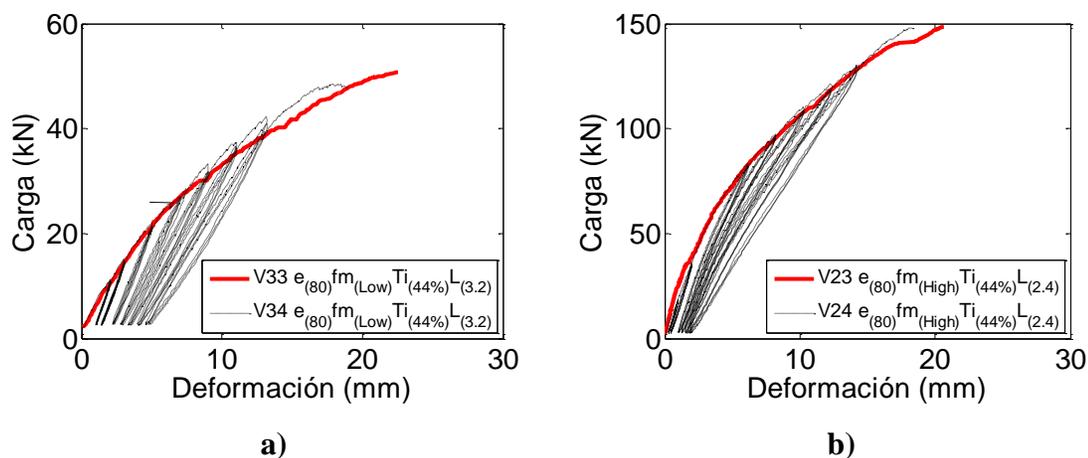


Figura 5. 16. Ensayo cíclico versus monotónico a) Albañilería baja resistencia b) Albañilería baja resistencia.

5.15.2 Tensión en la barra de postensado

Al igual que para el ensayo monotónico de las vigas, para las vigas con carga cíclica también se hizo un registro completo de la curva carga-tensión en la barra donde se observa para la curva envolvente un comportamiento similar al registrado en las vigas con carga monotónica, con la particularidad de que en cada ciclo de carga el nivel de tensionamiento en el cable disminuía y a medida que se incrementaban estos ciclos de carga la disminución en el tensionamiento de la barra era mayor. Este fenómeno ocurre producto de las deformaciones residuales producidas en el elemento de contacto y las unidades de bloque para cada ciclo de carga (Figura 5.17a). Para el gráfico de incremento de tensión-deformación (Figura 5.17b) ocurre un fenómeno similar. La envolvente de la curva tiene la misma forma que para el ensayo monotónico con la particularidad que la curva tiene caídas para los valores de incremento de tensión en la parte negativa de la curva para cada ciclo de carga, por la disminución observada en la tensión del cable para cada ciclo, y adicional, el tramo de recarga antes de llegar a la envolvente general de la curva también tiene una tendencia muy lineal y cada uno de los tramos de recarga muestran una tendencia casi paralela entre ellos.

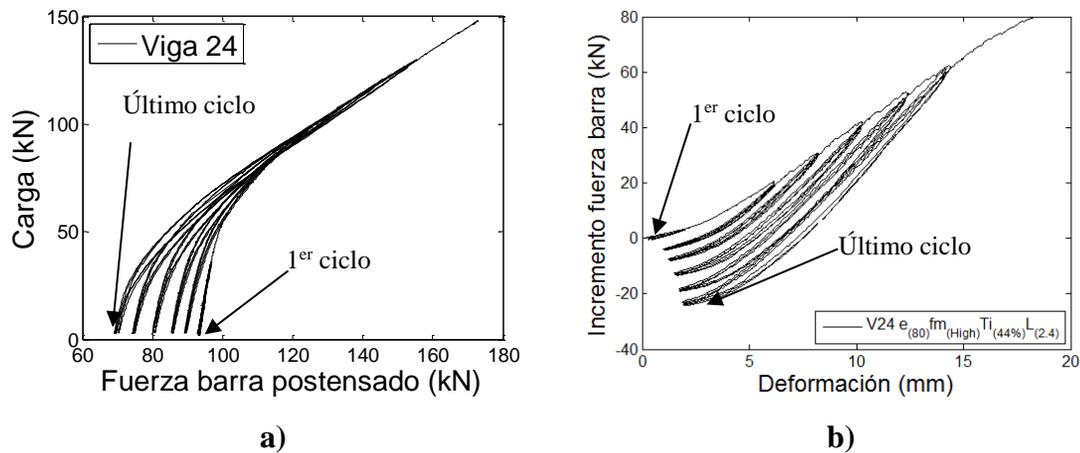


Figura 5. 17. Tensión barra ensayo cíclico a) Carga-tensión barra b) Carga-incremento de tensión barra.

5.15.3 Degradación de la rigidez secante

Debido a la separación que se produce debido a la descompresión entre los bloques, se genera una degradación en la rigidez del sistema a medida que se incrementa la demanda de desplazamiento, la que se observa en la Figura 5.18 como una reducción en la rigidez entre el 10% y el 30% respecto al valor de su rigidez inicial para deformaciones en el centro de la luz del orden de 40% de su deformación total y de entre 35% y 53% para las condiciones finales de carga en las vigas ensayadas. Cabe resaltar que esto se debe principalmente a la condición de separación entre los bloques de concreto y no a un daño de relevancia de las vigas ensayadas. Esta condición de degradación aumenta considerablemente para mayores niveles de deformación debido también al importante incremento de la separación de los bloques para niveles mayores de carga.

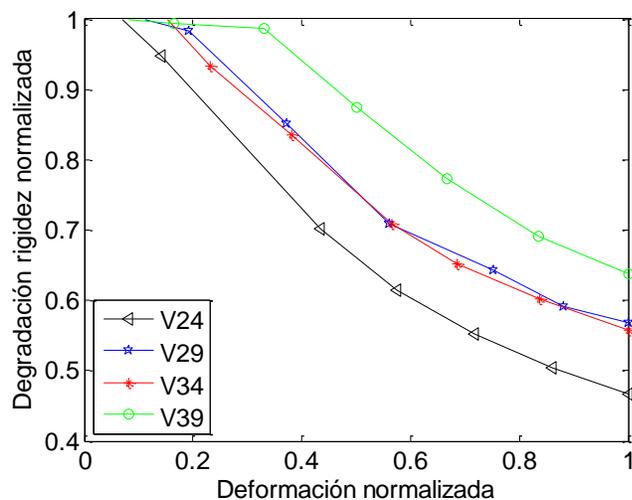


Figura 5. 18. Degradación de la rigidez normalizada.

En la Figura 5.18 se observa una relación entre el nivel de degradación de rigidez y el tensionamiento inicial de la viga, donde a mayor nivel de tensionamiento se observa una mayor degradación en la rigidez. Esto confirma que por las condiciones de fisuración inducida en las vigas de albañilería postensada el principal material que induce a la degradación de rigidez en las vigas es el elemento de contacto, que para este caso específico corresponde al mortero. Para el cual un mayor incremento en el nivel de tensionamiento inicial induce mayores esfuerzos internos en el mortero y por consiguiente un mayor grado de degradación para los diferentes ciclos de carga aplicados a la viga.

5.16 Predicción mediante códigos de albañilería postensada

En la actualidad se cuenta con una gran variedad de códigos para predecir el comportamiento de los diferentes elementos estructurales de albañilería postensada, y a pesar de que la precisión de las expresiones propuestas por estos códigos ha sido cuestionada previamente por varios autores (Bean, 2003; Wight et al., 2006; Bean y Schultz, 2010), la mayoría de ellos han desarrollado sus formulaciones a partir de los resultados obtenidos en una gran campaña experimental, investigaciones de nuevas expresiones analíticas y empíricas, así como de expresiones provenientes de la albañilería y el hormigón postensado.

Aunque la gran mayoría de estas expresiones están desarrolladas para elementos con relleno de grouting, se ha tomado la determinación de hacer un paralelo entre los resultados experimentales obtenidos en esta investigación y las diferentes expresiones propuestas por los principales códigos de albañilería, con la finalidad de observar la aproximación de estas expresiones al fenómeno físico observado en laboratorio y su factibilidad para ser implementadas estas expresiones en el diseño estructural de la albañilería postensada sin relleno de grouting.

5.16.1 Predicción capacidad última comportamiento a flexión

Todos los códigos estudiados disponen de diferentes expresiones para establecer la capacidad última a flexión de la albañilería postensada, la mayoría de ellas ha sido desarrollada para elementos con carga fuera del plano y rellenos de grouting que emplean aproximaciones basadas en la compatibilidad de deformaciones para calcular el incremento de tensión en el cable de postensado y posteriormente, mediante equilibrio de fuerzas en la sección transversal del elemento, calculan el momento máximo resistente de la sección.

En la Tabla 5.4 se hace un resumen de las principales expresiones empleadas por los diferentes códigos de albañilería postensada consultados para determinar la tensión en el cable de postensado, que es fundamental para predecir la capacidad de momento última de la sección. Para consistencia de la simbología empleada, muchos de los símbolos han sido cambiados de su convención original.

Tabla 5. 4. Expresiones en códigos de albañilería postensada para determinar capacidad última a flexión

Código	Ecuaciones	β_1	β_2	ϵ_{mu}
Británico (BS5628-2, 2005)	$f_{pu} = f_{pe} + 700 \left(\frac{d}{L} \right) \left[1 - 1.4 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d} \right]$ (MPa)	0.50	1.00	0.0035

Australiano (AS 3700, 2011)	$f_{pu} = f_{pe} + 700 \left(\frac{d}{l_p} \right) \left[1 - 0.7 \frac{f_{pu} A_{ps}}{f'_m b d} \right]$ (MPa)	1.10	0.85	0.0035
USA (MSJC, 2013)	$f_{pu} = f_{pe} + 0.03 \left(\frac{E_{ps} d}{L} \right) \left(1 - 1.56 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d} \right)$	0.80	0.80	0.0025
Nueva Zelanda (NZS 4230, 2004)	$f_{pu} = f_{pe} + 70 + \frac{f'_m b d}{N A_{ps}}$ (MPa)	0.85	0.85	0.0030
Canadá (CSA, 2014)	$f_{pu} = f_{pe} + \frac{E_{ps}}{25L} \sum_{n_p} (d - c)$	0.85	0.80	0.0030

Luego de determinar la tensión en el elemento de postensado se procede a hacer equilibrio de fuerzas interno en la sección mediante la ecuación 5.1.

$$A_{ps} f_{ps} = \beta_1 f'_m a b_{eff} c = \beta_1 \beta_2 f'_m b_{eff} c \quad (5.1)$$

Una vez se haya cumplido con el equilibrio interno de fuerzas en la sección, se procede a determinar el momento último de ésta mediante la ecuación 5.2.

$$M_u = \beta_1 \beta_2 f'_m b_{eff} c \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.2)$$

Para elementos estructurales con secciones transversales aligeradas como los bloques huecos de concreto empleados en este estudio, el procedimiento matemático necesario para establecer el momento último de la sección es complejo, puesto que la sección tiene una gran diversidad de anchos efectivos (b_{eff}) para las diferentes profundidades de eje neutro analizadas y se requiere de un mayor tiempo análisis y cálculo. De acuerdo a lo empelado en la práctica de diseño en ingeniería, se acostumbra a reemplazar la sección hueca por una sección maciza equivalente con un ancho efectivo constante a lo largo de toda la sección transversal. Para la práctica en Estados Unidos el ancho equivalente se toma igual al alma efectiva de la sección o la suma de los tabiques verticales de la sección despreciando sus aletas horizontales, para el caso de nuestra sección transversal ($b_{eff}=2t_{ef}$). En las recomendaciones del código de diseño sismo resistente colombiano (NSR-10) el ancho equivalente es calculado a partir de la relación que existe entre el área total de la sección y su peralte ($b_{eff}=An/h$). Paralelo a los cálculos desarrollados para estimar la capacidad a flexión de las vigas ensayadas se hizo un análisis para establecer el mejor ancho efectivo para el tipo de bloque hueco en el que se construyeron las vigas de este

estudio y se observó que la mejor aproximación fue la propuesta por la norma sismo resistente colombiana NSR-10, tal como se explica más adelante en el numeral 6.3.5, por tener una mayor aproximación al modelo numérico desarrollado que tiene en cuenta la sección hueca real del bloque, y será entonces la que se empleará para determinar el momento último de la sección en las diferentes expresiones de los códigos de albañilería postensada, y cuyos resultados se resumen en la Tabla 5.5.

Tabla 5. 5. Comparación resultados teóricos y experimentales para determinar el momento último de la sección

Vigas	Experimental $M_{u,T}$	$M_{u,T}$ Teórico ($kN * m$)					$\frac{M_{u,T} \text{ Teórico}}{M_{u,T} \text{ Experimental}}$					
		MSJC 2013	BS5628 2005	AS3700 2011	CSA 2014	NZS 2004	MSJC 2013	BS5628 2005	AS3700 2011	CSA 2014	NZS 2004	
B-1	23.6	26.1	16.8	23.8	29.3	24.4	1.10	0.71	1.01	1.24	1.03	
B-2	23.6	24.7	13.6	17.5	28.0	18.7	1.05	0.58	0.74	1.19	0.80	
B-3	23.9	25.6	15.8	21.7	28.8	22.6	1.07	0.66	0.91	1.21	0.95	
B-10	44.9	40.8	24.4	30.3	46.7	31.7	0.91	0.54	0.67	1.04	0.71	
B-11	46.3	40.8	24.6	30.6	46.7	32.1	0.88	0.53	0.66	1.01	0.69	
B-13	58.1	51.6	27.2	32.3	60.3	33.1	0.89	0.47	0.56	1.04	0.57	
B-14	57.8	49.3	22.7	25.7	58.7	26.7	0.85	0.39	0.44	1.01	0.46	
B-15	61.7	49.1	22.5	25.4	58.5	26.5	0.80	0.36	0.41	0.95	0.43	
B-17	20.5	25.5	16.6	23.0	28.5	24.5	1.25	0.81	1.12	1.39	1.19	
B-18	19.8	25.3	16.1	22.0	28.3	23.7	1.27	0.81	1.11	1.43	1.19	
B-21	53.0	39.3	24.4	29.8	45.1	32.6	0.74	0.46	0.56	0.85	0.61	
B-22	48.4	37.1	20.4	23.3	43.3	26.8	0.77	0.42	0.48	0.90	0.56	
B-23	52.6	45.4	20.0	21.8	54.8	25.2	0.86	0.38	0.41	1.04	0.48	
B-24	64.0	51.7	27.5	32.7	60.4	33.5	0.81	0.43	0.51	0.94	0.52	
							Media	1.01	0.57	0.72	1.17	0.76
							COV	0.21	0.26	0.33	0.21	0.33
							R²	0.9121	0.7804	0.4938	0.8981	0.5453

Los resultados muestran que las predicciones propuestas por los códigos de Estados Unidos y Canadá son los que mejor correlación presentan con los resultados

experimentales, pero no hay una clara tendencia conservadora o no conservadora en sus resultados. Para los demás códigos analizados se observa una gran dispersión en sus resultados con muy baja correlación respecto a los valores experimentales, pero con una clara tendencia conservadora en sus predicciones (Figura 5.19).

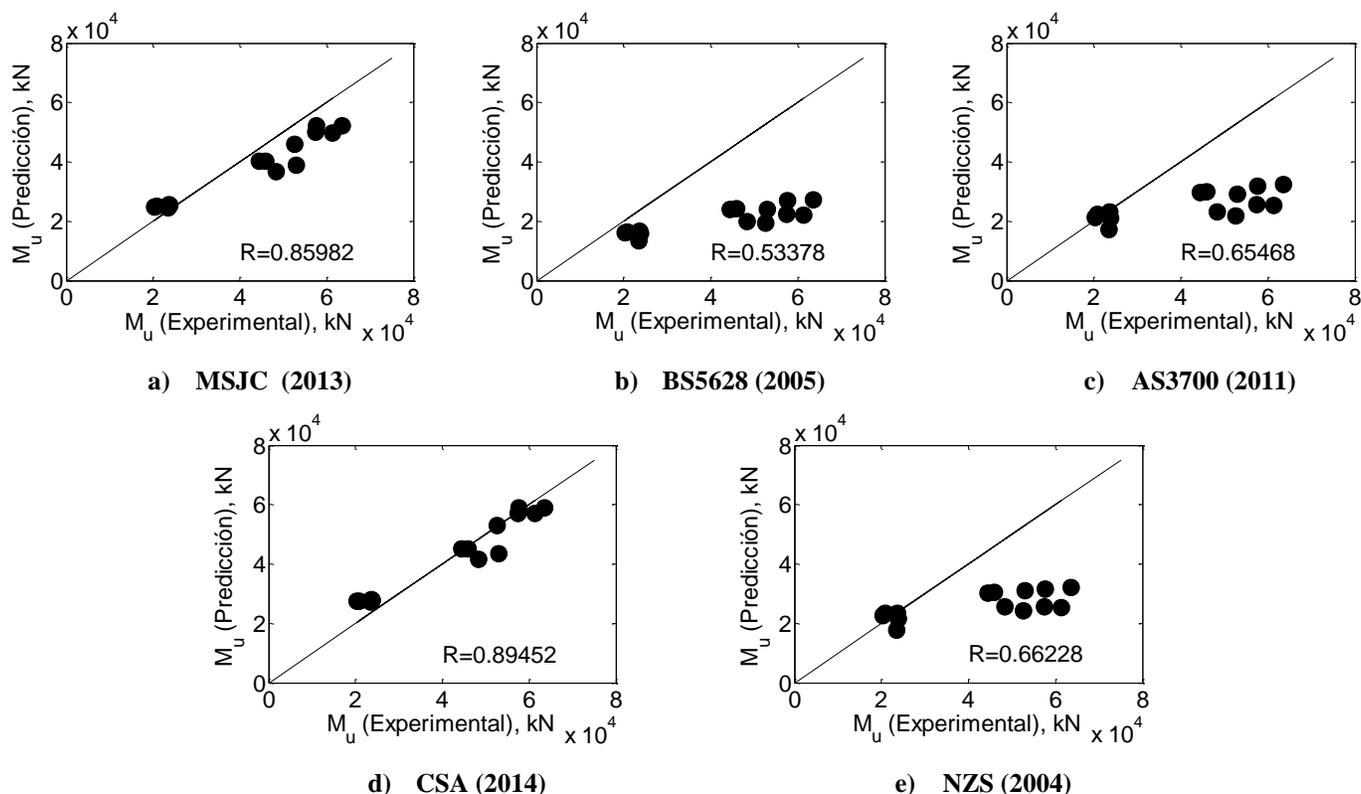


Figura 5. 19. Correlación entre resultados experimentales y predicción.

5.16.2 Predicción de la deformación

Los valores de deformación máxima correspondiente al estado último en elementos de albañilería postensada cumplen un papel determinante en el diseño de estructuras sometidas a esfuerzos de flexión, sin embargo, en la actualidad se cuentan con pocas investigaciones que hayan abordado el tema y que propongan soluciones efectivas para establecer predicciones adecuadas para las deformaciones correspondientes a los estados de servicio y estado último en elementos sometidos a flexión de albañilería postensada. La predicción para los diferentes estados de deformación en elementos de albañilería postensada para todos los códigos ha representado un gran desafío, y muchos de ellos han

fundado sus expresiones basados en los estudios preliminares de deflexión en elementos de hormigón, hormigón postensado y albañilería.

Devalapura et al. (1999) desarrollaron un compendio de las principales metodologías que se emplean para calcular la deflexión en elementos de albañilería postensada. Muchas de estas metodologías han sido empleadas por diversos códigos de albañilería para determinar la deflexión en elementos sometidos a cargas de flexión. La mayoría de estas expresiones hace una aproximación bilineal que implementan una expresión para determinar la rigidez del rango inelástico a partir de un momento de inercia agrietado una vez que se haya comenzado la descompresión de la sección transversal del elemento estructural. Estas metodologías están desarrolladas exclusivamente para determinar las deformaciones de corto plazo o deformaciones instantáneas generadas en las vigas tal como fueron las deformaciones medidas en este estudio, el cálculo de deformaciones a largo plazo debidas por fenómenos como creep, agrietamiento y relajación de los materiales no están consideradas en estas expresiones. Las metodologías de mayor de mayor uso para la predicción de las deformaciones en elementos de albañilería postensada son: la metodología bilineal, la metodología mediante la teoría de momento-curvatura, y la metodología de Horton y Tadros.

5.16.3 Metodología bilineal

Tal como lo indica su nombre, esta metodología establece una aproximación bilineal para representar la curva carga-deflexión para elementos de albañilería postensada sometidos a esfuerzos de flexión. Su formulación está basada en los principios clásicos de la mecánica de materiales de deformación de vigas continuas, donde la rigidez inicial del elemento se obtiene a partir de su inercia bruta (ecuación 5.3) y posterior a la aparición de la primera grieta (descompresión entre los bloques) la deflexión se calcula a partir de una inercia agrietada equivalente (ecuación 5.4)

$$\delta_{cr} = \frac{P_{cr}L^3}{72E_mI_g} \quad (5.3)$$

$$\delta_u = \frac{P_{cr}L^3}{72E_mI_g} + \frac{(P_u - P_{cr})L^3}{72E_mI_{cr}} \quad (5.4)$$

Siendo P_{cr} la carga de agrietamiento del elemento estructural que se obtiene mediante la ecuación 5.5

$$P_{cr} = \frac{16I_g}{Hl} \left(\sigma_t + \frac{T_i e H}{2I_g} \right) \quad (5.5)$$

Donde la inercia agrietada de la sección se obtiene a partir de la ecuación 5.6.

$$I_{cr} = I_{compresionBlock} + n A_{ps}(d - a)^2 \quad (5.6)$$

5.16.4 Metodología mediante teoría momento-curvatura

Esta metodología estima la curva carga-deformación de la viga empleando los parámetros de comportamiento no-lineal de los materiales que la componen. Su fundamentación matemática se sustenta en el equilibrio entre las fuerzas de compresión y tracción para la sección transversal de mayor demanda en la viga, y asume que la fibra extrema sujeta a los mayores niveles de esfuerzo de compresión se encuentra sometida a una deformación unitaria equivalente a la máxima deformación unitaria de falla del material, la distribución de deformaciones unitarias es lineal para la sección transversal de la viga, y la curvatura de la sección para la cual la distribución de tensiones es no-lineal, se encuentra en equilibrio con la carga externa aplicada. El valor de deformación se calcula a partir de las ecuaciones propuestas en la mecánica de materiales para calcular la deflexión en vigas continuas, convirtiendo el momento interno de la sección en función del sistema de cargas externas aplicadas a la viga (ecuación 5.7), y la deflexión en el centro de la luz de la viga se calculó en base a la ecuación propuesta por Nawy (1989) para vigas simplemente apoyados (ecuación 5.8).

$$M_{max} = \frac{PL}{8} \quad (5.7)$$

$$\delta_u = \frac{PL^3}{72EI} = \frac{1}{72} \left(\frac{8M_{max}}{EIL} \right) L^3 = \frac{1}{9} \left(\frac{M_{max}}{EI} \right) L^2 = \frac{1}{9} \phi L^2 \quad (5.8)$$

5.16.4 Metodología de Horton y Tadros.

Horton y Tadros (1990) propusieron un método para calcular la deformación en vigas de albañilería postensada sometidas a cargas de flexión que incluye el efecto de la rigidez de la barra de refuerzo y el comportamiento no lineal de los materiales. Esta metodología propone una rigidez para el rango inelástico que consiste en una interpolación entre rigidez elástica que se calcula a partir de la inercia nominal de la sección transversal y la rigidez calculada a partir de la inercia agrietada de la sección (Figura 5.20).

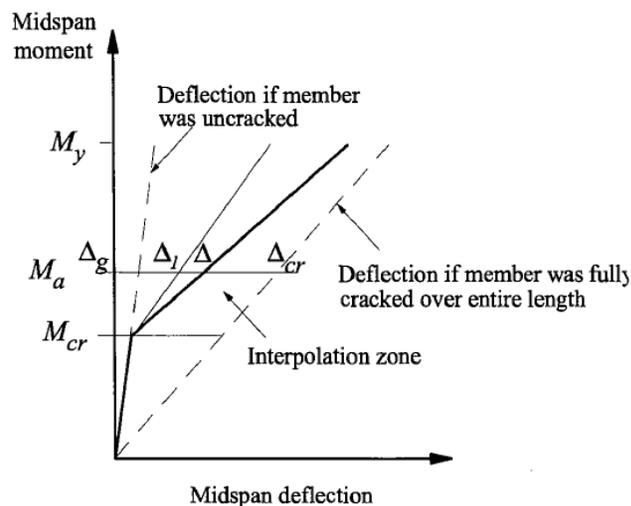


Figura 5.20. Representación gráfica de la interpolación propuesta por Horton y Tadros (1990)
La ecuación para la deflexión en su forma general propuesta por Horton y Tadros (1990) viene dada por la ecuación 5.9.

$$\Delta = \Delta_1 R_4 + \Delta_{cr} (1 - R_4) \quad (5.9)$$

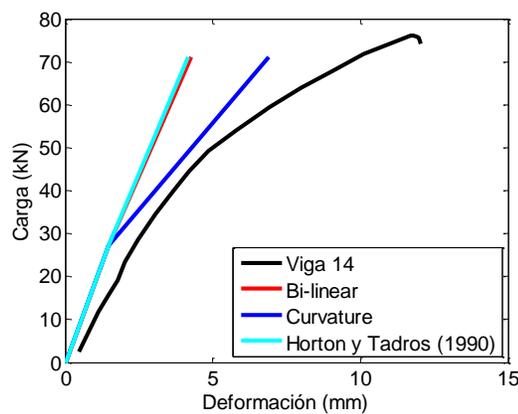
$$\text{donde } R_4 = 1 - \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2$$

La metodología propuesta por Horton y Tadros (1990) es empleada en la actualidad por múltiples códigos de diseño de albañilería en todo el mundo y son varios los autores que han establecido diferentes propuestas para establecer los valores de inercia que sirven para determinar la rigidez del rango inelástico, entre alguna de estas propuestas se puede mencionar las que se recopilan en la Tabla 5.6.

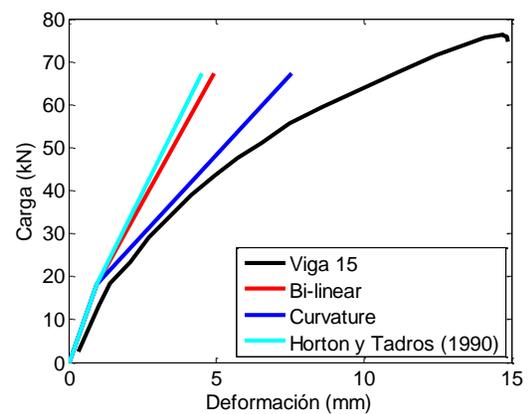
Tabla 5. 6. Propuestas para el cálculo de rigidez rango inelástico vigas.

Bischoff (2005)	Ghali et al. (2001)	Branson (1965)
$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2}$	$I_e = \frac{I_{cr} I_g}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right] (I_g - I_{cr})}$	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$

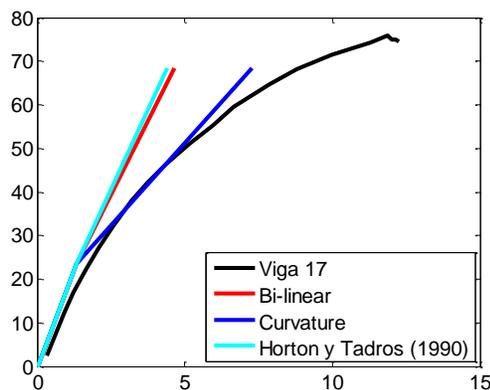
Estas diferentes propuestas establecen varias aproximaciones para establecer la rigidez de elementos postensados sometidos a flexión en el rango inelástico: En la Figura 5.21 se pueden apreciar los resultados para las diferentes metodologías respecto a dos de las vigas ensayadas experimentalmente.



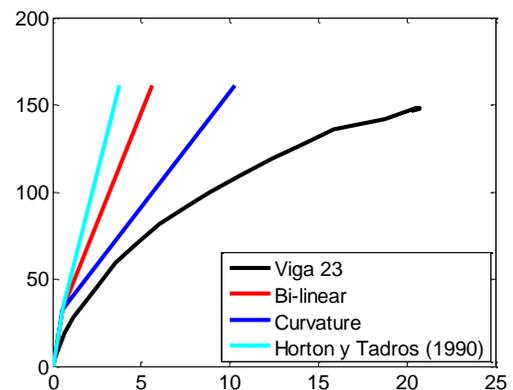
a)



b)



c)



d)

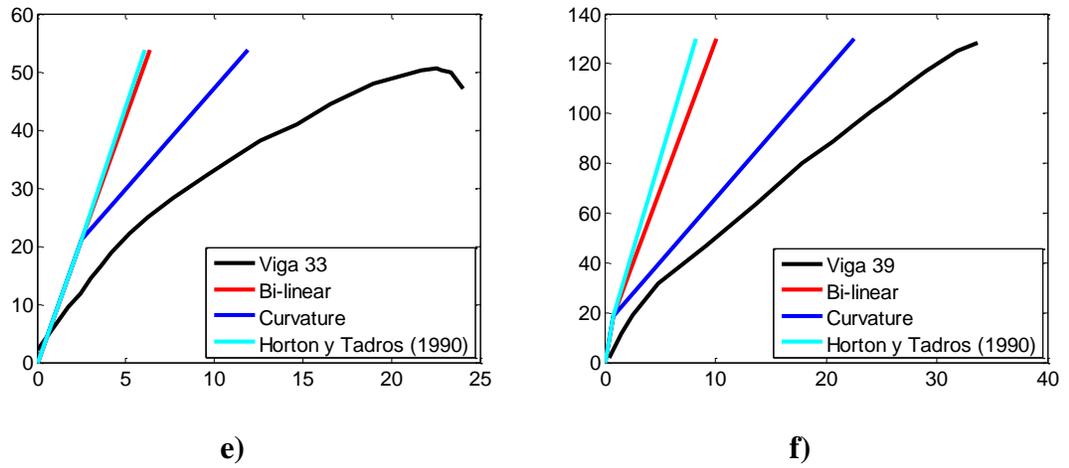


Figura 5. 21. Metodologías de deformación versus resultados experimentales

a) Viga 14 b) Viga 15 c) Viga 17 d) Viga 23 e) Viga 33 f) Viga 39.

Los resultados que se observan en la Figura 5.18 muestran que la metodología que más se aproxima a los resultados experimentales para las condiciones de capacidad última es la que utiliza la formulación de momento-curvatura, aunque sus predicciones son siempre inferiores a las observadas en los ensayos y muestran una alta dispersión en sus predicciones.

6. INCREMENTO DE LA TENSIÓN EN BARRAS EXCÉNTRICAS Y NO ADHERIDAS EN VIGAS DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA.

La estimación del nivel de tensión en el elemento que sirve para generar esfuerzos de pre-compresión en un elemento postensado es crucial para predecir la capacidad a flexión en elementos de albañilería postensada. El incremento de tensión de elementos adheridos puede calcularse de manera analítica en función del principio de compatibilidad de deformaciones, pero cuando los elementos son no-adheridos este principio no puede emplearse ya que depende principalmente del desplazamiento relativo entre los puntos de anclaje del elemento de tensionamiento. Los códigos de albañilería postensada proporcionan ecuaciones para determinar el incremento de tensión en elementos estructurales con barras o cables no-adheridos basadas en enfoques modificados de compatibilidad de deformación. Algunas de estas ecuaciones requirieron de una calibración empírica utilizando la evaluación estadística obtenida de pruebas experimentales a escala real y en muchas de ellas también se requirió de un análisis mediante modelación numérica empleando elementos finitos. En este estudio se presenta un nuevo enfoque basado en la teoría elástica de deformaciones de vigas sometidas a cargas de flexión, y un análisis no-lineal basado en la existencia de una rótula plástica bajo una distribución de curvatura geométrica idealizada para la región inelástica de la viga. La precisión de la ecuación propuesta es evaluada empleando una base de datos de resultados de ensayos experimentales en vigas de albañilería postensada sometidas a esfuerzos de flexión. Esta comparación muestra que la metodología propuesta para el cálculo del incremento de tensión en el estado límite para vigas de albañilería postensadas simplemente apoyadas con elementos no adheridos, proporciona una predicción estadística más precisa y con una menor dispersión que los demás códigos de albañilería postensada analizados.

6.1 Introducción

La tensión del cable o barra en una viga de albañilería postensada con elementos no-adheridos tiende a contrarrestar los esfuerzos internos generados por las cargas externas a las que se somete el elemento estructural, así como a reducir las máximas deflexiones en la viga. La predicción de la capacidad a flexión en elementos de albañilería postensada ha planteado un gran desafío a lo largo de los últimos años, ya que esto requiere de buenas estimaciones del esfuerzo en el cable de postensado para el estado último de carga, y su evaluación racional debiese estar acorde con los parámetros de diseño estructural que emplean la mayoría de los códigos actualmente. Esta predicción es relativamente simple para los miembros postensados con elementos adheridos si se asume que las caras planas permanecen planas y se acepta que hay compatibilidad de deformaciones (sin deslizamiento relativo entre los materiales). El uso de elementos no-adheridos en la albañilería postensada se está generalizando a nivel mundial por las bondades constructivas que ofrece este sistema estructural al permitir el desarrollo de “rocking” (balanceo o auto-centrado), reduciendo los valores de drift residual y limitando los daños en la estructura (Laursen, 2002 y Hassanli et al., 2015). El incremento de tensión en elementos no-adheridos no puede estimarse mediante el enfoque mencionado, y depende en gran medida de la compatibilidad cinemática que existe entre la albañilería y los cables de postensado, así como de la deformación de todo el conjunto, que depende del desplazamiento relativo entre los anclajes extremos de elemento estructural (Ozkul et al., 2008). Desde principios de la década de 1950 se han realizado una serie de investigaciones para vigas de hormigón postensado con la finalidad de determinar el incremento de tensión para elementos no adheridos (Naaman y Alkhairi, 1991). Como resultado de estas investigaciones, en muchos de los códigos de diseño de albañilería postensada se han adoptado diferentes disposiciones para predecir la fuerza final del elemento de tensionamiento, entre ellos los códigos de Gran Bretaña (BS 5628-2, 2005), Australia (AS 3700, 2011), Estados Unidos de América (MSJC, 2013), Nueva Zelanda (NZS 4230, 2004) y Canadá (CSA, 2014).

Las ecuaciones que se usan comúnmente para calcular la tensión de un cable no adherido se basan generalmente en una compatibilidad de deformaciones modificada, empleando una longitud de plastificación equivalente o un factor de reducción de la deformación en el cable (o reducción de la tensión). Sin embargo, estas metodologías siguen siendo controvertidas debido a los parámetros empíricos que utilizan (Yang y Kang, 2011). En este estudio se proporciona una nueva expresión racional basada en la teoría de deformación elástica a flexión de elementos tipo viga propuesta inicialmente por He y Liu (2010), la cual ha sido adaptada para calcular el esfuerzo del cable correspondiente al estado último del elemento estructural. La expresión propuesta se valida mediante datos experimentales recopilados a partir de ensayos de laboratorio a escala real en vigas de albañilería postensada que forman parte también de este trabajo de investigación doctoral, así como de datos recompilados de una revisión bibliográfica previa. Algunos de los parámetros de entrada para esta nueva expresión son: tipología de carga, nivel inicial de tensionamiento, resistencia a la compresión de la albañilería, longitud de la viga, excentricidad del cable y área de la sección transversal del acero de postensado.

6.2 Expresiones analíticas existentes para estimar el incremento de tensión en barras o cables no adheridos

En esta sección, se presenta un breve resumen de aquellos estudios previos relacionados con la estimación del incremento de tensión del cable para vigas de hormigón postensado correspondientes al estado último del elemento estructural. Algunas de estas expresiones han sido adoptadas por diferentes códigos de diseño estructural de albañilería postensada, a pesar de la alta dispersión que han mostrado cuando se comparan con resultados de ensayos experimentales. La metodología más comúnmente utilizada para predecir la tensión última en los cables o barras no adheridas se basa en determinar el incremento de tensión causado por las cargas externas (Δf_{ps}) más allá del tensionamiento efectivo inicial después de las pérdidas (f_{pe}) tal como se expresa en la Ecuación 6.1 (Ozkul et al., 2008).

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (6.1)$$

Durante las últimas cuatro décadas, investigaciones experimentales y teóricas han estudiado la influencia de los principales factores de diseño que inciden en la determinación del incremento de tensión para barras o cables no-adheridos en vigas de hormigón postensado, y se han propuesto ecuaciones de diseño que han mostrado una dispersión significativa en la predicción cuando se compara con los resultados experimentales (Harajli, 2006). Las investigaciones sobre elementos de hormigón postensado con elementos no adheridos han servido como base para el estudio previo de vigas de albañilería postensada. A partir de estas investigaciones teórico-experimentales se ha observado la gran incidencia de los siguientes parámetros de diseño en el incremento de tensión para vigas con elementos no adheridos: resistencia a la compresión del hormigón, área de la sección transversal del refuerzo, relación luz/peralte y tipología de carga (Guiglia et al., 2012).

En la literatura recopilada se han identificado dos metodologías diferentes para la estimación del incremento de tensión en el cable correspondiente al estado último a flexión de vigas de albañilería postensadas: la primera se basa en una propuesta enfocada en un factor de reducción de la tensión, y la segunda emplea una rótula plástica equivalente sobre la región de plastificación de la viga. En la primera de estas metodologías, Baker (1949) propone el empleo de un factor de reducción definido como la relación entre el cambio de tensión entre los cables o barras no adheridas, y el cambio de tensión en los cables o barras adheridas equivalentes ($\Omega = \Delta\varepsilon_{ps,u} / \Delta\varepsilon_{ps,b}$), donde $\Omega=1$ corresponde al valor cuando los cables o barras se encuentran totalmente adheridas. Los valores reales para el factor de reducción se ven influenciados principalmente por la tipología de carga, el perfil longitudinal del cable y la relación entre la excentricidad del cable en sus extremos y en el centro de la luz (Naamán y Alkhairi, 1991). Alternativamente, se ha propuesto un método simplificado de rótula plástica equivalente para calcular el incremento de tensión para el estado último de la viga, donde se asumen rotulas plásticas equivalentes en las secciones de máximo momento para el elemento estructural. Este método subdivide la viga en zonas de desempeño elástico e inelástico, y su formulación se deriva a partir de la

mecánica del cuerpo rígido, donde se idealiza la viga en un modelo plano de dos cuerpos rígidos de igual longitud conectados en su punto medio por una rótula plástica para poder representar de manera simplificada el estado último de falla de la viga. Una rótula plástica en la sección de máximo momento de la viga redistribuye cualquier carga adicional a las regiones elásticas adyacentes y el incremento adicional de la longitud del cable entre sus extremos de anclaje es producido por la deformación inelástica que se produce en los alrededores de la longitud de plastificación de las secciones críticas de la viga, ya que la deformación en la región elástica producto de la flexión se asume despreciable (Wight et al., 2006).

Con la ayuda de estas metodologías se han propuesto varias ecuaciones para la predicción del incremento de tensión en los cables o barras, y algunas de ellas han sido adoptadas por códigos de albañilería postensada (Phipps, 1992; Pannell, 1969). Un breve resumen de algunas de estas expresiones se presenta en la Tabla 6.1, para las cuales varios símbolos y nomenclaturas han sido modificados de sus ecuaciones originales para proporcionar una notación estándar y evitar confusión al hacer un análisis comparativo entre ellas.

Tabla 6. 1. Ecuaciones para determinar el incremento de tensión en vigas de hormigón postensado

Referencia	Ecuación	Observaciones
a) Expresiones basadas en la metodología del factor de reducción		
Naaman y Alkhairi's (1991)	$\Delta f_{ps,u} = E_{ps}\Omega\varepsilon_{cu}\left(\frac{d}{c} - 1\right)$	$\Omega = \frac{1.5}{L/d}$ para único punto de carga
Sivaleepunth et al. (2006)		$\Omega = \frac{3.0}{L/d}$ Para dos puntos de carga o carga distribuida
		$\Omega = 0.3\frac{L_a}{L} + 0.01\frac{S_d}{d} + 0.1$
b) Expresiones basadas en una rótula plástica equivalente		
Pannell (1969)	$\Delta f_{ps,u} = E_{ps}\varepsilon_{cu}\frac{d-c}{c}\left(\frac{L_p}{L}\right)$	$L_p = 10.5c$
Harajli		$L_p = L_a + d + 0.1Z$

Referencia	Ecuación	Observaciones
(1990)		
Au y Du (2004)		$L_p = 10.5c$ $\varepsilon_{cu} = 0.003$

Las primeras disposiciones para el diseño estructural de albañilería postensada fueron publicadas por la British Standards Institution en 1985 (Schultz y Scolforo, 1991), y muchas de estas expresiones fueron tomadas de los códigos de albañilería y hormigón postensado para la fecha. Los códigos de albañilería postensada proporcionan típicamente expresiones de diseño para calcular la tensión del cable en el estado límite de resistencia nominal cercano a la falla y aunque los elementos adheridos no son de uso común en la albañilería postensada, el cambio en la magnitud del nivel de tensionamiento en el cable se calcula empleando análisis equivalentes de compatibilidad de deformación entre el cable y la albañilería adyacente. La exactitud de las ecuaciones empleadas por los diferentes códigos de albañilería postensada ha sido cuestionadas anteriormente (Bean, 2003; Wan et al., 2006; Bean y Schultz, 2010).

Las ecuaciones dadas en los principales códigos de diseño albañilería postensada permiten establecer una comparación directa entre las estimaciones del incremento de tensión del cable o barra de postensado correspondiente al estado último de la viga ($\Delta f_{ps,u}$) y su exactitud respecto a los diferentes resultados experimentales obtenidos en ensayos de laboratorio a escala real. La expresión utilizada para estimar la fuerza del cable en la mayoría de los códigos analizados proviene de la metodología del uso de una rótula plástica equivalente (Ecuación 6.2), y la capacidad última de la sección se calcula mediante la simplificación que emplea la distribución rectangular de esfuerzos uniforme propuesta por Whitney (Ecuación 6.3). La diferencia entre las diferentes expresiones de los códigos radica en la suposición que cada uno de ellos hace respecto al comportamiento del elemento estructural en la falla, así como del uso de diferentes parámetros empíricos obtenidos a partir de observaciones experimentales y su respectiva correlación estadística.

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{E_{ps}}{L} (d - c)\theta \quad (6.2)$$

$$c = \frac{a}{\beta_2} = \frac{f_{ps}A_{ps} + P_v}{\beta_1\beta_2f'_m b} \quad (6.3)$$

Algunos supuestos de los códigos han sido investigados por Wight et al. (2006), quienes observaron que las expresiones propuestas por estas normativas conducen a errores sustanciales para muros con carga en el plano que tuvieron relaciones de aspecto y de fuerza axial bajas ($h_e/l_e < 10$ y $f_m/f'_m < 0.1$, respectivamente). Del mismo modo, después de revisar los resultados de 54 pruebas de laboratorio en muros de albañilería postensada con carga fuera del plano, Bean y Schultz (2003) mostraron que el código MSJC 2002 proporcionó estimaciones excesivamente conservadoras de la fuerza del cable y propusieron una modificación para las expresiones contenidas en este código mediante una fórmula que establece diferencias entre los cables o barras con y sin restricción, y por la viabilidad de esta propuesta estas modificaciones fueron incluidas para la subsiguiente versión del código MSJC 2005. La fórmula actual en el MSJC 2013 para calcular el incremento de tensión en el cable, se basa en la posterior investigación desarrollada por Bean y Schultz (2010), quienes indicaron que la expresión propuesta en los códigos MSJC 2005 y 2008 fue excesivamente conservadora y con una gran dispersión en sus predicciones ($COV > 0.75$).

Un breve resumen de las ecuaciones propuestas por algunos códigos de albañilería postensada se muestra en la Tabla 6.2. Algunos símbolos y nomenclaturas han sido modificados de sus ecuaciones originales para proporcionar una notación estándar y evitar confusión al hacer un análisis comparativo entre ellas.

Tabla 6. 2. Expresiones empleadas por algunos códigos de albañilería postensada de concreto para estimar el incremento de tensión.

Código	Ecuaciones	β_1	β_2	ε_{mu}	Observaciones
Británico (BS 5628-2, 2005)	$\Delta f_{ps,u} = 700 \left(\frac{d}{L}\right) \left[1 - 1.4 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d}\right]$ (MPa)	0.50	1.00	0.0035	$\theta = \frac{\delta_c}{c} = \frac{\varepsilon_{mu} c}{c} = \varepsilon_{mu}$
Australiano (AS 3700, 2011)	$\Delta f_{ps,u} = 700 \left(\frac{d}{l_p}\right) \left[1 - 0.7 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d}\right]$ (MPa)	1.10	0.85	0.0035	$\theta = \frac{\delta_o}{c} = \frac{\varepsilon_{mu} c}{c} = \varepsilon_{mu}$
EE.UU (MSJC, 2013)	$\Delta f_{ps,u} = 0.03 \left(\frac{E_{ps} d}{L}\right) \left(1 - 1.56 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d}\right)$	0.80	0.80	0.0025	$\Psi \varepsilon_{mu} = 0.03$
Neozelandes (NZS 4230, 2004)	$\Delta f_{ps,u} = 70 + \frac{f'_m b d}{N A_{ps}}$ (MPa)	0.85	0.85	0.0030	$N = 100$ para $\lambda \leq 35$ $N = 300$ para $\lambda > 35$
Canadiense (CSA, 2014)	$\Delta f_{ps,u} = \frac{E_{ps}}{25L} \sum_{n_p} (d - c)$	0.85	0.80	0.0030	$\theta = \frac{1}{25}$

Las principales diferencias entre las expresiones de estos códigos se refieren a los valores asumidos para variables como β_1 , β_2 , E_{ps} , ε_{mu} y θ . Sin embargo, el más importante de ellos es el supuesto utilizado para determinar el valor de θ . El código británico y australiano asumen $\theta = \varepsilon_{mu}$, el código de los Estados Unidos supone $\theta = 0.03$, y el código canadiense asume $\theta = 1/25 = 0.04$.

6.3 Metodología propuesta

Se propone una nueva metodología para calcular el incremento de la tensión del cable o barra de postensado basada en la teoría elástica de deflexión en vigas, que se determina mediante las hipótesis básicas de deformación de vigas bajo esfuerzos de flexión, donde existe una correlación casi lineal entre el incremento de tensión en el cable y la máxima deformación de la viga durante toda su etapa de carga. El alargamiento total del cable mediante la metodología de deflexión en vigas se puede calcular bajo las siguientes suposiciones: las deformaciones por cortante son despreciable, el esfuerzo a lo largo del cable de postensado es constante, se produce una rótula plástica sobre la zona de máximo momento en la viga para su falla de flexión, y la fricción entre el cable, la albañilería circundante y los bloques desviadores o de anclaje es despreciable.

El incremento de tensión se determina luego de que se alcanza el nivel “efectivo” de tensionamiento inicial (es decir, después de que todas las pérdidas iniciales en el cable hayan tenido lugar), hasta cuando se alcance el nivel de carga vertical adicional que conlleve al estado límite último de la viga (es decir, cuando se alcanza la capacidad de momento nominal). El incremento de tensión es producto de la deformación relativa del elemento de postensado y sus anclajes extremos, que a su vez se correlaciona con la deflexión de la viga. Las condiciones iniciales del cable incluyen una deformación inicial producto del tensionamiento inicial de la viga y la deformación adicional debida a su peso propio. La longitud inicial del cable, antes de la aplicación de la carga vertical adicional, se obtiene como $L_o = \rho\omega$ y es equivalente a la longitud del eje neutro de la viga deformada, donde ρ es el radio de curvatura, y ω es el ángulo subtendido por el arco entre los extremos de la viga debido a su deflexión (Figura 6.1). Esta suposición establece un radio de curvatura constante a lo largo del elemento estructural, y a pesar de que esta hipótesis no es totalmente válida para las vigas analizadas, se ha observado su uso en el análisis de vigas de hormigón postensado sin una pérdida significativa de precisión (He y Liu 2010; Guiglia et al., 2013).

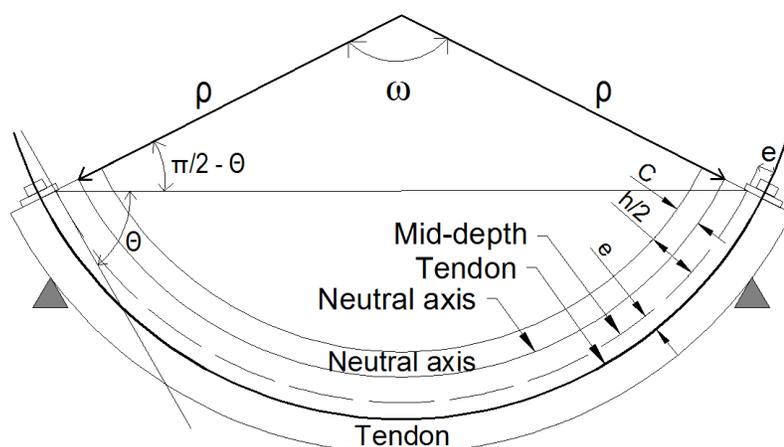


Figura 6. 1. Viga deformada.

La longitud final del elemento de postensado se puede expresar mediante la longitud de arco de la fibra de albañilería adyacente al cable tal como se expresa a continuación

$$L_f = \left[\rho - c + \left(\frac{h}{2} + e \right) \right] \omega \quad (6.4)$$

El cambio de longitud total en la albañilería adyacente al tendón, ΔL , se obtiene de la diferencia entre la longitud final e inicial del elemento de postensado

$$\Delta L = L_f - L_0 = \left[\rho - c + \frac{h}{2} + e \right] \omega - \rho \omega \quad (6.5)$$

Al suponer que la viga se deforma simétricamente debido a la simetría que existe tanto en la geometría del elemento estructural como en la aplicación de la carga, el cambio de ángulo total, ω , se supone que es igual a $2\theta_{end}$, y de esta forma el cambio de longitud puede expresarse como sigue:

$$\Delta L = 2q_{end} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \quad (6.6)$$

El cambio de longitud para el régimen elástico del elemento de postensado se puede calcular como:

$$\Delta L = \frac{\Delta T * L}{A_{ps} E_{ps}} = \Delta f_{ps} \frac{L}{E_{ps}} \quad (6.7)$$

Al igualar las ecuaciones (6.6) y (6.7), el incremento de tensión aumento del cable se puede describir como una combinación entre propiedades elásticas del cable y las dimensiones de la viga:

$$\Delta f_{ps} = \frac{2E_{ps} q_{end}}{L} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \quad (6.8)$$

De la teoría elástica de deformación de vigas, θ_{end} y δ_{mid} se correlacionan mediante una constante de proporcionalidad η :

$$\theta_{end} = \eta \frac{\delta_{mid}}{2L} \quad (6.9)$$

Así, el incremento del esfuerzo del cable en la fase elástica se puede re-escribir como:

$$\Delta f_{ps} = \eta \frac{E_{ps} q_{end}}{L^2} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \quad (6.10)$$

Es sabido que existe una relación lineal entre δ_{mid} y M_{max} para una viga simplemente apoyada bajo un tipo de carga específico, la que se puede escribir mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{mid} = K \frac{M_u L^2}{EI} = KL^2 \phi_u = KL^2 \frac{\varepsilon_{mu}}{c} \quad (6.11)$$

Donde ϕ_u es la curvatura de falla para la viga, y puede obtenerse de la distribución de deformaciones en la sección comprimida de la viga como la relación entre la deformación máxima de la albañilería, ε_{mu} , y la profundidad del eje neutro, c . Reemplazando la ecuación (6.11) en la ecuación (6.10), se puede establecer una nueva expresión para establecer el incremento de tensión del cable:

$$Df_{ps,u} = hKE_{ps} e_{mu} \left(\frac{e+h/2}{c} - 1 \right) \quad (6.12)$$

o, su equivalente en términos de fuerza:

$$DT_u = hKA_{ps} E_{ps} e_{mu} \left(\frac{e+h/2}{c} - 1 \right) \quad (6.13)$$

De esta manera, el esfuerzo del elemento de tensión para el estado último de la viga se puede expresar como:

$$f_{ps,u} = f_{se} + \eta KE_{ps} \varepsilon_{mu} \left(\frac{e+h/2}{c} - 1 \right) \quad (6.14)$$

6.3.1 Comportamiento elástico, determinación de los parámetros η y K

El parámetro η se obtiene de la combinación entre las ecuaciones (6.8) y (6.10)

$$\eta = \frac{2\theta_{end} L}{\delta_{mid}} \quad (6.15)$$

Donde θ_{end} es la pendiente en el extremo final de la viga con longitud, L , y la deflexión máxima, δ_{mid} , ocurre en el centro de la luz. Adicionalmente para el caso de vigas que se deforman de manera simétrica se tiene que $\theta_{end} = \Delta\theta/2$. La pendiente en el extremo de la viga, θ_{end} , y la deflexión en el centro de la luz, δ_{mid} , se pueden obtener utilizando el método área-momento propuesto por la teoría de deformación de vigas.

$$q_{end} = \frac{1}{2} Dq = \frac{1}{2} \int_L \frac{M(x)}{EI} dx = \frac{1}{2} A_{M/EI} \quad (6.16)$$

Donde $A_{M/EI}$ es el área bajo el diagrama de curvatura (M/EI) a lo largo de la longitud de la viga, L . De forma similar, la deflexión en el centro de la luz, δ_{mid} , se obtiene usando la

deflexión tangencial $\tau_{a/mid}$ medida desde un extremo de la viga respecto al centro de su luz

$$\delta_{mid} = \tau_{a/mid} = \int_{L/2} x_a \frac{M(x)}{EI} dx = \bar{X}_a \int_{L/2} \frac{M(x)}{EI} dx = \bar{X}_a \left(\frac{A_{M/EI}}{2} \right) \quad (6.17)$$

Donde el área bajo el diagrama de curvatura para la mitad de la viga es igual a la mitad de la superficie total gracias a la simetría existente tanto de sus cargas como de su geometría. Adicionalmente, x_a es la variable de posición medida a partir de uno de los extremos de la viga, y \bar{X}_a es la distancia desde este punto al centroide de la mitad del área del diagrama de curvatura. Al sustituir las ecuaciones (6.16) y (6.11) en la ecuación (6.15), se obtiene el parámetro η para el caso de una viga simétrica simplemente apoyada.

$$h = \frac{2q_{end}L}{d_{mid}} = \frac{2L \left(\frac{A_{M/EI}}{2} \right)}{\left(\bar{X}_a \frac{A_{M/EI}}{2} \right)} = \frac{2L}{\bar{X}_a} \quad (6.18)$$

El parámetro K puede definirse a partir de las ecuaciones (6.11) y (6.17)

$$K = \frac{EI}{M_{max}L^2} \delta_{mid} = \frac{\bar{X}_a}{2L} \frac{A_{M/EI}}{\left(\frac{M_{max}}{EI} \right)_L} \quad (6.19)$$

La combinación de los parámetros η y K se obtiene de las ecuaciones (18) y (19),

$$\eta K = \left(\frac{2L}{\bar{X}_a} \right) \left[\frac{\bar{X}_a}{2L} \frac{A_{M/EI}}{\left(\frac{M_{max}}{EI} \right)_L} \right] = \frac{A_{M/EI}}{\left(\frac{M_{max}}{EI} \right)_L} \quad (6.20)$$

Estas expresiones proporcionan los valores para determinar los coeficientes η , K y ηK que coinciden en gran medida con los valores sugeridos en investigaciones previas para vigas de hormigón postensado (MacGregor, 1989; Du y Liu, 2003; Roberts-Wollman y Kreger, 2005).

6.3.2 Comportamiento inelástico

La ecuación (6.20) puede generalizarse para vigas en el rango inelástico, es decir, vigas con presencia de rótulas plásticas. Donde la curvatura elástica, M/EI , se sustituye por la curvatura geométrica, ϕ , que se puede definir para vigas tanto en el rango elástico como en el rango inelástico. De esta forma, la expresión resultante es:

$$hK = \frac{A_f}{f_m L} \quad (6.21)$$

Donde A_ϕ es el área bajo el diagrama de curvatura, y ϕ_m es la curvatura máxima. Para una viga simplemente apoyada de albañilería postensada el diagrama de curvatura puede idealizarse como se muestra en la Figura 6.2.

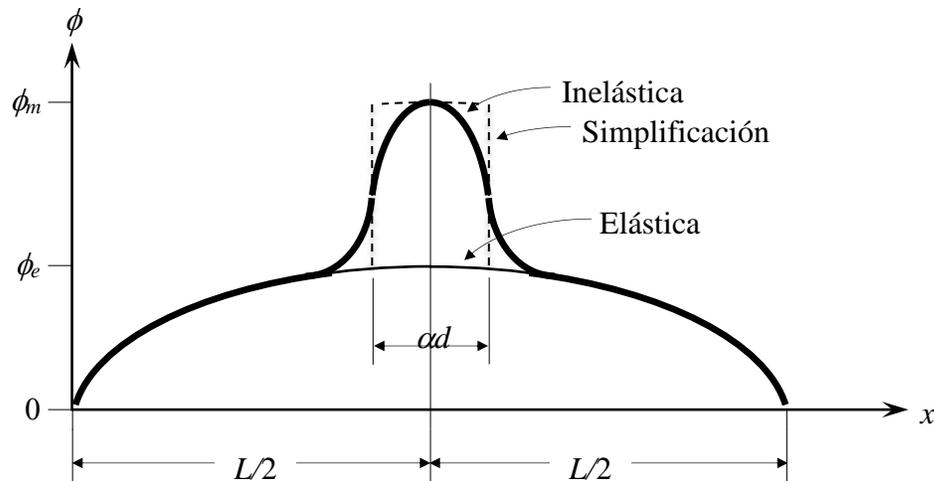


Figura 6. 2. Diagrama de curvatura idealizado.

En la que una porción del diagrama de curvatura se incrementa más allá de los valores elásticos, porque la rigidez de la sección transversal disminuye significativamente cuando las unidades de albañilería se separan debido a la deflexión de la viga. Se supone que este incremento ocurre específicamente sobre una longitud de rótula plástica equivalente a αd para la falla de la viga, sobre la zona de momento máximo cuando se alcanzan las condiciones últimas de la viga. Si esta región del diagrama de curvatura se simplifica usando un elemento rectangular, el área bajo el diagrama de curvatura se puede calcular como sigue.

$$A_\phi = \frac{2}{3} \phi_e L + (\phi_m - \phi_e) \alpha d = \phi_m L \left[\left(\frac{\phi_e}{\phi_m} \right) \left(\frac{2}{3} - \alpha \frac{d}{L} \right) + \alpha \frac{d}{L} \right] \quad (6.22)$$

Donde ϕ_e es la máxima curvatura elástica idealizada y ϕ_m es la máxima curvatura inelástica. Determinar con precisión la longitud de la zona respectiva a la rótula plástica equivalente es una tarea difícil (Harajli, 2006), el parámetro α puede obtenerse a partir de

diversos supuestos, y varias investigaciones lo clasifican como: proporcional a la longitud de la viga (Harajli, 1990; Lee et al., 1999; Harajli et al., 2002), proporcional a la profundidad del eje neutro (Tam y Pannell, 1976; Au y Du, 2004; Harajli, 2006), o proporcional a la profundidad de cable (Naaman y Alkhairi, 1991). Considerando que la metodología propuesta por Naaman y Alkairi (1991) se adapta mejor a lo observado en las pruebas de laboratorio, se establece la profundidad del cable, d , como el parámetro de proporcionalidad a seguir en este estudio, y se propone un valor de $\alpha = 0.75$, dado a que se ajusta mejor a los resultados experimentales obtenidos en esta investigación.

Definiendo la relación de curvatura inelástica a elástica, ϕ_m/ϕ_e , como la ductilidad de curvatura, m_f , y sustituyendo la ecuación (6.22) en la ecuación (6.21), el producto de η y K puede expresarse como una función de la relación L/d y la ductilidad de curvatura, m_f , como sigue:

$$\eta K = \frac{1}{\mu_\phi} \left(\frac{2}{3} - \alpha \frac{d}{L} \right) + \alpha \left(\frac{d}{L} \right) \quad (6.23)$$

6.3.3 Ductilidad de Curvatura para Vigas de Albañilería Postensada

La curvatura elástica, f_e , es una cantidad idealizada que representa la curvatura bajo el momento máximo, M_{max} , pero para una sección que permanece completamente elástica. Bajo estas condiciones idealizadas, la deformación de albañilería en la fibra de compresión extrema se aproxima usando la deformación, ε_o en la respuesta de la curva esfuerzo-deformación unitaria de la albañilería, correspondiente al valor máximo de esfuerzo en la curva. Además, acorde a las observaciones experimentales y por simplicidad en la expresión propuesta, se supone una profundidad del eje neutro igual a d .

$$\phi_e \sim \frac{\varepsilon_o}{d} \quad (6.24)$$

Para el estado inelástico, f_m se puede evaluar a partir de la deformación unitaria correspondiente al estado último de la albañilería

$$f'_m = \frac{e_{mu}}{c} \quad (6.25)$$

El uso de las ecuaciones (6.24) y (6.25) para definir m_ρ da como resultado la siguiente expresión

$$\mu_\phi = \frac{\varepsilon_{mu}/c}{\varepsilon_0/d} = \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_0}\right) \left(\frac{d}{c}\right) = \mu_\varepsilon \left(\frac{d}{c}\right) \quad (6.26)$$

Sustituyendo la ecuación (6.26) en la ecuación (6.23) y simplificando, se obtiene lo siguiente.

$$\eta K = \frac{1}{\mu_\varepsilon} \left(\frac{c}{d}\right) \left(\frac{2}{3} - \alpha \frac{d}{L}\right) + \alpha \left(\frac{d}{L}\right) \quad (6.27)$$

Sustituyendo la ecuación (6.27) en la ecuación propuesta para el incremento de tensión (6.12) se obtiene la siguiente expresión.

$$\Delta f_{psu} = E_{ps} \varepsilon_{mu} \left[\frac{1}{\mu_\varepsilon} \left(\frac{c}{d}\right) \left(\frac{2}{3} - \alpha \frac{d}{L}\right) + \alpha \frac{d}{L} \right] \left(\frac{e+h/2}{c} - 1 \right) \quad (6.28)$$

La ecuación (6.28) se puede volver a escribir como sigue

$$Df_{psu} = \frac{E_{ps} e_{mu}}{m_e} \left[\left(\frac{c}{d}\right) \left(\frac{2}{3} - \alpha \frac{d}{L}\right) + \alpha m_e \left(\frac{d}{L}\right) \right] \left(\frac{d}{c} - 1\right) \quad (6.29)$$

Reconociendo que $\mu_\varepsilon = \varepsilon_{mu}/\varepsilon_0$, la expresión anterior se puede simplificar aún mas

$$Df_{psu} = E_{ps} e_0 \left[\left(\frac{c}{d}\right) \left(\frac{2}{3} - \alpha \frac{d}{L}\right) + \alpha m_e \left(\frac{d}{L}\right) \right] \left(\frac{d}{c} - 1\right) \quad (6.30)$$

La ecuación (6.30) se puede implementar con mayor precisión que la ecuación (6.29), ya que la deformación correspondiente al máximo esfuerzo de la curva esfuerzo-deformación unitaria de la albañilería, ε_0 , se conoce con mayor precisión que la máxima capacidad de deformación de compresión de la albañilería, ε_{mu} , y además presenta una menor variabilidad. Por otra parte, Nazir y Hart (2001) han sugerido que ε_0 está relacionado linealmente con la resistencia a la compresión de la albañilería f'_m . En el presente estudio, la representación de Nazir y Hart (2001) se modifica asumiendo directamente la proporcionalidad que existe en estas variables, porque la deformación en la tensión máxima, ε_0 , debería desaparecer cuando f'_m es igual a cero. Así, la ecuación de ε_0 , viene dada por

$$e_o = \frac{f_m^c}{E_{m_o}} \quad (6.31)$$

Donde E_{m_o} es el módulo secante de la curva esfuerzo-deformación unitaria para la albañilería bajo compresión uniaxial, y representa la línea que conecta el origen al punto de máximo esfuerzo en la curva. De acuerdo con los datos reportados por Nazir y Hart (2001), E_{m_o} es aproximadamente igual a 11.000 MPa para los prismas ensayados de albañilería de concreto. De forma similar, E_{m_o} es aproximadamente igual a 5.000 MPa para las pruebas de compresión de albañilería de arcilla reportadas por Baqi et al. (1999).

Al introducir la relación establecida para la deformación en la tensión máxima, ε_0 , de la ecuación (6.31) en la ecuación (6.30) y reordenar los términos de esta expresión se obtiene

$$\Delta f_{psu} = \frac{E_{ps} f_m'}{E_{m_o}} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + g \right] \left(\frac{d-c}{L} \right) \quad (6.32)$$

donde

$$\gamma = \alpha \left(\mu_\varepsilon \frac{d}{c} - 1 \right) \quad (6.33)$$

De las variables para calcular Δf_{ps} en las ecuaciones (6.32) y (6.33), E_{ps} , f_m' , L , h y e son conocidas al momento del diseño, E_{m_o} se puede estimar conociendo el tipo de albañilería, y c se puede determinar una vez se conozca la magnitud de la fuerza proporcionada por el cable de postensado. Sin embargo, para evaluar γ se requiere conocer los parámetros que definen el comportamiento inelástico de la viga, es decir, la longitud de rótula plástica normalizada, α , y el factor de ductilidad de deformación, μ_ε . Dado que estos parámetros son difíciles de determinar, y en la mayoría de los casos imposible de determinar si no se realizan pruebas o simulaciones numéricas precisas para su obtención, se sugiere el uso de un valor constante aproximado para el parámetro γ . Se supone que el valor de rótula plástica normalizada, α , es igual a 0.75 y la profundidad del eje neutro se aproxima como $d/4$. Éste último valor se seleccionó basándose en los resultados experimentales en los que se observó una variación de la razón d/c entre 2 y 6, con un valor medio de

aproximadamente 4. El factor de ductilidad de deformación $\mu_\varepsilon = 1.75$ es consistente con la capacidad de deformación a compresión, ε_{cu} , que se toma de manera conservadora como 0.0035 (MSJC 2013), y la deformación correspondiente al máximo esfuerzo, ε_o , de 0.002 para la albañilería de arcilla. Para la albañilería de concreto, ε_{cu} se toma como 0.0025 (MSJC 2013) y ε_o se aproxima a 0.0014. Estos valores de deformación son representaciones conservadoras de observaciones experimentales sobre el comportamiento bajo esfuerzos de compresión de la albañilería de hormigón (Soto et al., 2013) y albañilería de arcilla (Kaushik et al., 2007).

De esta forma, la expresión para determinar el incremento de tensión en el elemento de postensado se puede expresar como

$$\Delta f_{psu} = \frac{E_{ps} f'_m}{E_{mo}} \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right] \left(\frac{d - c}{L} \right) \quad (6.34)$$

Las ecuaciones (6.32) y (6.33) deben utilizarse siempre y cuando se disponga de información suficiente sobre la respuesta estructural de la viga (es decir, α , μ_ε y d/c), de lo contrario se sugiere emplearse la ecuación (6.34) la cual usa un valor constante aproximado para $\gamma = 4.5$. Para los casos en los que el valor de E_{mo} no se puede determinar ni estimar, los valores de 11.000 MPa y 5.000 MPa se sugieren para albañilería de concreto y arcilla respectivamente

6.3.4 Profundidad del eje neutro

La adecuada determinación de la profundidad del eje neutro es indispensable para determinar correctamente el incremento de tensión en el cable para elementos no adheridos. Su determinación directa se realiza mediante un proceso iterativo, haciendo referencia al equilibrio de fuerzas al interior de la sección, donde $T_u + N_u = C_m$. Para este estudio la fuerza axial externa en la viga, N_u , se asume igual a cero y la presencia de una sección rectangular de ancho b , donde $\beta_1 = 0.8$ y $\beta_2 = 0.8$ según el código MSJC 2013 (MSJC, 2013). Sustituyendo la ecuación (6.34) para el cálculo de Δf_{ps} y la expresión de

equilibrio correspondiente para la determinación de la profundidad del eje neutro, c , resulta que

$$c = \frac{f_{se} + \left(\frac{E_{ps} f'_m}{E_{mo} L} \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right] d}{\left(0.64 \frac{f'_m b}{A_{ps}} \right) + \left(\frac{E_{ps} f'_m}{E_{mo} L} \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right]} \quad (6.35)$$

Sustituyendo la ecuación (6.35) en la expresión de equilibrio interno para determinar C_m , dada en que $C_m = T_u = A_{ps} f_{ps,u}$, y simplificando la expresión resulta que

$$f_{ps,u} = \frac{T_u}{A_{ps}} = \frac{C_m}{A_{ps}} = \frac{f_{se} + f'_m \left(\frac{E_{ps}}{E_{mo}} \right) \left(\frac{d}{L} \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right]}{1 + 1.56 \left(\frac{E_{ps}}{E_{mo}} \right) \left(\frac{A_{ps}}{bL} \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right]} \quad (6.36)$$

y, el incremento de tensión se calcula como la diferencia de la ecuación (6.36) y f_{se} que puede escribirse como se expresa a continuación

$$\Delta f_{ps} = \frac{\left[f'_m - 1.56 f_{se} \left(\frac{A_{ps}}{bd} \right) \right] \left(\frac{E_{ps}}{E_{mo}} \right) \left(\frac{d}{L} \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right]}{1 + 1.56 \left(\frac{E_{ps}}{E_{mo}} \right) \left(\frac{A_{ps}}{bL} \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{d} \right) + 4.5 \right]} \quad (37)$$

Las ecuaciones (6.36) y (6.37) proporcionan expresiones racionales para estimar $f_{ps,u}$ y Δf_{ps} . Estas expresiones son relativamente fáciles de implementar en los cálculos de diseño tanto para el estado de comportamiento elástico como inelástico de las vigas de albañilería postensada, e involucran la mayoría de los parámetros que influyen significativamente en el comportamiento a flexión de este tipo de elemento estructural. La adecuación de estas expresiones se verificará mediante comparación directa con una serie de resultados experimentales en la siguiente sección. Finalmente, al hacer un análisis detallado de la ecuación (6.37) se observa que existe un límite práctico en el tensionamiento inicial más allá del cual la fuerza inicial de tensionamiento no produce un incremento apreciable en

la tensión del cable para el estado último de la viga. Esto ocurre cuando $f'_m \leq 1.56f_{se} (A_{ps}/bd)$ o $f_{se}A_{ps} \geq 0.64f'_m bd$.

6.3.5 Selección del ancho efectivo para secciones aligeradas

Para las secciones transversales macizas de concreto, las ecuaciones (6.36) y (6.37) se determinan utilizando el ancho real, b , de la sección. Sin embargo, el uso de secciones huecas o aligeradas requiere de una aproximación simplificada en la que se propone un ancho efectivo, b_{eff} , para definir una sección transversal rectangular equivalente ($b_{eff} x h$). El resultado de esta simplificación reduce sustancialmente los cálculos de diseño que se utilizarán para los cálculos subsiguientes en esta investigación. La primera propuesta para la determinación el ancho efectivo de la sección se hace acorde a la simplificación realizada por el código de diseño sismo resistente colombiano NSR-10, que consiste en la relación que existe entre el área neta, A_n , y la profundidad total de la sección, h ($b_{eff}=A_n/h$). Sin embargo, existe una segunda aproximación para la determinación del ancho efectivo de la sección, propuesta por el código de diseño norteamericano TMS-2013, que utiliza la suma de los espesores de los tabiques de la sección transversal, t_{eff} , (que para el caso del bloque empleado en los ensayos experimentales $b_{eff}=2t_{eff}$), dejando de lado la contribución de las aletas de la sección. Para determinar el ancho efectivo más conveniente a emplear en este estudio, se hizo un análisis completo de la sección aligerada y se compara con los resultados obtenidos para los diferentes anchos efectivos propuestos por los diferentes códigos tal como se muestra en la Tabla 6.3. El resultado obtenido muestra que la aproximación $b_{eff}=A_n/h$ propuesta por el código colombiano NSR-10 es la que mejor se aproxima a los resultados obtenidos para la sección aligerada, por lo cual se toma la determinación de trabajar con esta aproximación en todos los cálculos posteriores de esta investigación.

Tabla 6. 3. Comparación de los resultados para la sección aligerada y el uso de los diferentes anchos efectivos.

Viga	Tu Teórica (kN)				
	Sección Hueca	Sección simplificada (1) ($b_{eff}=A_n/h$)	Sección simplificada (2) ($b_{eff}=2t_{ef}$)	Sección simplificada(1)/ Sección Hueca	Sección simplificada(2)/ Sección Hueca
1	107.5	105.8	94.6	0.98	0.88
8	129.8	126.9	117.3	0.98	0.90
9	109.8	108.8	100.6	0.99	0.92
12	114.6	114.0	105.3	1.00	0.92
14	116.5	118.6	101.3	1.02	0.87
15	97.9	98.6	84.2	1.01	0.86
17	108.6	111.1	95.0	1.02	0.87
21	100.1	101.1	87.0	1.01	0.87
22	201.2	204.7	175.0	1.02	0.87
23	182.5	185.5	158.4	1.02	0.87
24	182.7	185.7	158.8	1.02	0.87
25	169.3	170.0	145.3	1.00	0.86
26	186.1	189.6	163.1	1.02	0.88
28	173.6	175.0	150.6	1.01	0.87
29	172.8	174.0	149.8	1.01	0.87
32	115.0	116.8	101.5	1.02	0.88
33	114.4	116.3	100.3	1.02	0.88
34	111.0	112.8	97.2	1.02	0.88
35	102.7	104.1	90.5	1.01	0.88
36	127.8	128.7	111.9	1.01	0.88
37	179.6	182.0	156.9	1.01	0.87
38	164.6	164.6	141.9	1.00	0.86
39	162.5	162.2	141.0	1.00	0.87
			Media	1.01	0.88
			Desv. Estándar	0.01	0.02
			COV	0.01	0.02

6.4 Evaluación Experimental

Para determinar la validez de la expresión propuesta en este estudio se hace la verificación contra los resultados experimentales obtenidos en las vigas ensayadas durante el desarrollo de esta tesis (Tabla 6.4), al igual que contra los datos de los ensayos procedentes de una investigación llevada a cabo por Baqi et al. (1999) cuyo programa experimental se

dirigió a una variedad de vigas rectangulares y losas unidireccionales de albañilería postensada de arcilla, ambas con núcleos de concreto y barras no adheridas cuyas características se resumen en la Tabla 6.5.

Tabla 6. 4. Datos experimentales obtenidos por pruebas a escala real, García et al. (2017).

Viga	L_l (m)	Puntos Carga	f'_m (*) (MPa)	T_i (kN)	f_{se} (MPa)	e_{mid} (mm)	\emptyset_{ps} (mm)	A_{ps} (mm ²)	L/d	P_u (kN)	T_u (kN)	ΔT_u (kN)	$\delta_{mid,u}$ (mm)
1	2.30	2	15.5	53.7	188.9	80	19	284	9.1	62.4	115.0	61.0	22.4
8	2.38	2	21.1	79.2	447.3	80	15	177	9.3	95.7	164.0	85.2	29.5
9	2.37	2	15.5	77.5	437.9	80	15	177	9.3	64.5	113.5	36.0	16.5
12	2.36	2	15.5	84.0	474.6	80	15	177	9.3	52.9	115.8	32.1	17.7
14	2.41	4	12.0	75.2	148.3	80	25	507	9.5	76.1	112.9	37.9	11.8
15	2.40	4	12.0	40.4	79.6	80	25	507	9.5	76.2	100.0	59.6	14.7
17	2.44	4	12.0	62.5	123.3	80	25	507	9.5	76.0	104.2	42.0	11.9
21	2.44	4	12.0	30.1	59.4	125	25	507	8.2	68.0	81.6	51.6	13.8
22	2.40	4	21.1	145.5	287.0	80	25	507	9.4	196.1	221.3	75.7	15.2
23	2.36	4	21.1	91.6	180.7	80	25	507	9.4	148.4	176.8	85.3	20.6
24	2.44	4	21.1	93.4	184.2	80	25	507	9.6	147.9	172.8	79.4	18.2
25	2.40	4	21.1	65.4	129.0	80	25	507	9.5	131.6	147.5	82.1	15.9
26	2.40	4	21.1	71.8	141.6	125	25	507	8.1	190.1	196.7	125.0	23.5
28	2.40	4	21.1	47.5	93.7	125	25	507	8.2	188.8	191.5	144.2	28.4
29	2.43	4	21.1	46.7	92.1	125	25	507	8.2	199.0	206.4	159.8	29.4
32	3.15	4	12.0	62.7	123.7	125	25	507	10.5	68.9	126.1	63.6	24.0
33	3.13	4	12.0	75.8	149.5	80	25	507	12.2	50.7	117.4	41.7	22.6
34	3.15	4	12.0	70.0	138.1	80	25	507	12.2	48.5	104.5	34.5	18.0
35	3.18	4	12.0	42.6	84.0	125	25	507	10.5	59.0	93.2	50.6	21.0
36	3.21	4	15.5	45.7	90.1	125	25	507	10.6	64.6	115.7	70.0	23.8
37	3.14	4	21.1	96.0	189.4	80	25	507	12.2	132.2	224.6	128.7	35.8
38	3.15	4	21.1	67.3	132.7	80	25	507	12.2	119.8	201.4	134.1	35.5
39	3.20	4	21.1	42.1	83.0	125	25	507	10.5	128.5	182.9	140.5	33.7

Tabla 6. 5. Datos experimentales obtenidos por pruebas a escala real, Baqi et al. (1999)

Viga	L_l (m)	Puntos Carga	f'_m (MPa)	T_i (kN)	f_{se} (MPa)	e_{mid} (mm)	ϕ_{ps} (mm)	A_{ps} (mm ²)	L/d	P_u (kN)	T_u (kN)	ΔT_u (kN)	$\delta_{mid,u}$ (mm)
B ₁₁	3.54	2	10.0	55.1	715.1	75	7	77	14.2	32.5	100.1	45.0	68.0
B ₁₂	3.54	2	10.0	56.0	727.3	75	7	77	14.2	31.5	96.3	40.3	64.0
B ₂₁	3.54	2	13.2	56.7	736.4	75	7	77	14.2	37.5	106.3	49.6	59.3
B ₂₂	3.54	2	13.2	56.5	733.8	75	7	77	14.2	33.5	104.0	47.5	75.9
B ₃₁	3.54	2	10.0	64.0	831.2	120	7	77	10.0	58.5	104.0	40.0	59.8
B ₃₂	3.54	2	10.0	64.5	837.7	120	7	77	10.0	61.0	106.3	41.8	56.8
B ₄₁	3.54	2	13.2	63.8	828.6	120	7	77	10.1	63.0	107.0	43.2	59.8
B ₄₂	3.54	2	13.2	62.4	810.4	120	7	77	10.1	61.5	106.3	43.9	71.6
B ₅₁	1.95	2	13.2	26.0	675.3	72	7	38.5	7.9	37.5	51.2	25.2	20.1
B ₅₂	1.95	2	13.2	26.5	688.3	72	7	38.5	7.9	35.5	50.1	23.6	30.0
B ₆₁	1.95	2	13.2	27.0	701.3	82	7	38.5	7.6	40.0	52.0	25.0	34.0
B ₆₂	1.95	2	13.2	26.2	680.5	82	7	38.5	7.6	41.0	50.8	24.6	30.0
S ₁₁	2.44	4	10.0	127.2	826.0	30	7	154	28.7	28.0	196.4	69.2	60.5
S ₁₂	2.44	4	10.0	128.0	831.2	30	7	154	28.7	29.0	196.4	68.4	60.0
S ₂₁	2.44	4	13.2	140.0	909.1	28	7	154	29.4	33.5	198.7	58.7	63.0
S ₂₂	2.44	4	13.2	140.5	912.3	28	7	154	29.4	32.5	203.3	62.8	60.0

6.5 Comparación entre las diferentes fórmulas para calcular el incremento de tensión

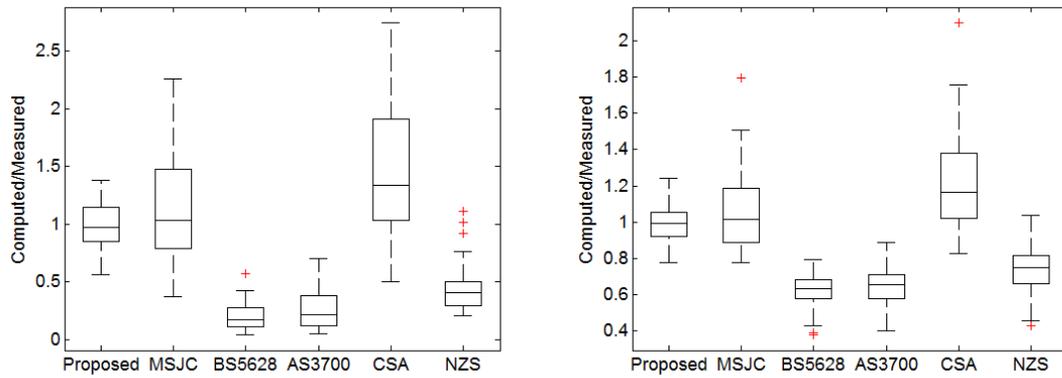
Para verificar la precisión de las diferentes ecuaciones propuestas para calcular el incremento de tensión, los datos obtenidos de las etapas experimentales descritas anteriormente se compararon con las diferentes expresiones que se resumen en la Tabla 6.2, así como con la fórmula propuesta en este estudio. La metodología propuesta se evaluó utilizando los parámetros sugeridos por la MSJC 2013 con un bloque equivalente para el esfuerzo de compresión ($\beta_1 = 0.80$ y $\beta_2 = 0.80$), así como una sección transversal rectangular equivalente con un ancho efectivo de $b_{eff} = A_n/h$. La Tabla 6.6 resume los resultados obtenidos de la evaluación de todas estas expresiones.

Tabla 6. 6. Cálculo del incremento de tensión mediante las diferentes expresiones

Series	Viga	Calculado (MPa)							
		Experimental (MPa)		Expresión Propuesta	MSJC 2013	BS 5628	AS 3700	CSA S304.1	NZS 4320
		f_{pe}	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$
García et al. (2017)	1	189.2	216.4	184.0	291.9	51.9	65.7	371.4	82.7
	8	448.0	480.1	270.2	372.2	51.7	64.9	490.4	97.6
	9	438.6	203.7	177.4	301.2	42.9	60.1	399.9	90.4
	12	475.4	180.0	170.0	288.8	40.2	58.7	386.1	90.4
	14	148.4	74.4	85.6	133.7	28.3	49.1	172.5	75.5
	15	79.7	117.6	114.8	179.4	44.0	58.6	220.8	75.5
	17	123.3	82.3	95.9	149.6	33.7	51.9	189.3	75.5
	21	59.4	101.6	140.1	229.5	58.0	71.6	278.7	76.4
	22	248.1	188.7	156.0	194.1	33.3	53.4	254.4	79.6
	23	180.8	168.2	185.4	231.5	43.6	59.8	294.9	79.6
	24	184.3	156.7	182.3	225.9	41.8	57.7	288.5	79.6
	25	129.1	162.0	206.4	256.8	50.3	63.1	322.0	79.6
	26	141.7	246.5	232.4	303.7	59.9	74.2	379.9	81.2
	28	93.7	284.2	251.7	328.6	66.6	78.0	406.8	81.2
	29	92.2	315.2	251.3	327.4	66.1	77.2	405.3	81.2
	32	123.7	125.1	106.7	170.2	35.6	50.3	215.0	76.4
	33	149.6	82.1	80.0	120.7	22.8	38.9	157.5	75.5
	34	138.1	68.1	84.4	127.2	24.7	39.8	164.3	75.5
	35	84.1	99.8	121.3	193.4	42.5	54.2	239.6	76.4
36	90.2	138.2	163.9	232.8	46.7	56.6	290.0	78.3	
37	189.5	253.8	169.7	196.6	33.0	45.4	254.1	79.6	
38	132.8	264.7	192.0	222.1	39.3	48.8	281.9	79.6	
39	83.1	277.9	237.0	288.8	53.0	60.4	361.0	81.2	
Baqi et al. (1999)	B ₁₁	715.1	584.9	430.0	350.0	41.6	45.2	468.2	165.7
	B ₁₂	727.3	522.7	429.0	349.2	41.5	45.2	467.3	165.7
	B ₂₁	736.4	643.6	544.8	360.6	42.7	45.8	482.2	185.1
	B ₂₂	733.8	616.2	545.0	360.8	42.8	45.9	482.4	185.1

Series	Viga	Calculado (MPa)							
		Experimental (MPa)		Expresión Propuesta	MSJC 2013	BS 5628	AS 3700	CSA S304.1	NZS 4320
		f_{pe}	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$	$\Delta f_{ps,u}$
	B ₃₁	831.2	518.8	646.8	526.3	62.8	66.2	701.8	239.4
	B ₃₂	837.7	542.3	646.3	526.0	62.7	66.2	701.4	239.4
	B ₄₁	828.6	561.4	638.7	515.9	61.6	65.1	688.0	231.2
	B ₄₂	810.4	569.6	639.9	516.9	61.7	65.2	689.1	231.2
	B ₅₁	675.3	654.7	668.3	618.5	76.4	82.1	820.2	178.6
	B ₅₂	688.3	611.7	666.9	617.3	76.2	81.9	818.7	178.6
	B ₆₁	701.3	648.7	682.4	643.7	79.5	85.4	853.6	183.0
	B ₆₂	680.5	639.5	684.6	645.8	79.8	85.6	856.0	183.0
	S ₁₁	826.0	449.0	337.1	166.6	19.0	21.5	225.6	146.4
	S ₁₂	831.2	443.8	336.7	166.4	19.0	21.5	225.3	146.4
	S ₂₁	909.1	380.9	425.9	167.2	19.1	21.3	226.1	163.0
	S ₂₂	912.3	407.7	425.6	167.1	19.0	21.3	226.0	163.0

Para determinar la exactitud de cada una de las expresiones se realizó un análisis estadístico mediante gráficos de cajas y bigotes (Figura 6.3), que permite observar de manera precisa el grado de precisión y la dispersión de las diferentes ecuaciones respecto a los resultados experimentales. Este análisis muestra que la fórmula propuesta presenta un buen promedio y una menor dispersión que las expresiones propuestas por los códigos de albañilería postensada analizados en este estudio. A pesar de que las expresiones propuestas por los códigos de Estados Unidos y Canadá tienen un valor medio de la relación entre los valores experimentales y teóricos cercano a la unidad, se observa una alta dispersión en sus resultados. Los demás códigos analizados, muestran una gran diferencia en sus resultados: valores muy conservadores con respecto a los valores experimentales.

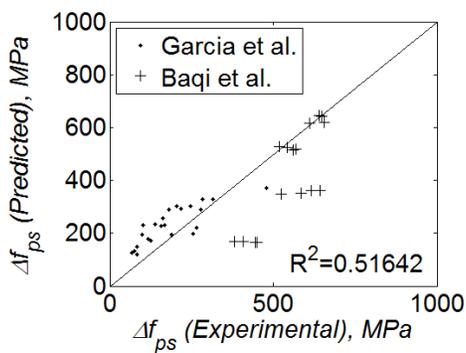


a)

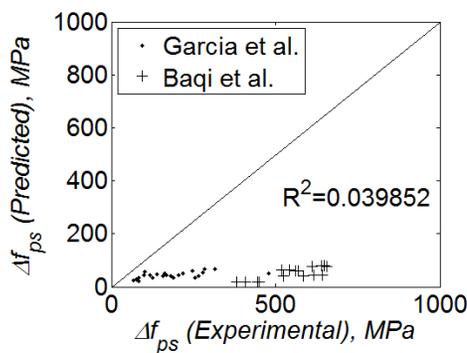
b)

Figura 6. 3. Resultados estadísticos mediante el gráfico de cajas y bigotes:
a) Incremento de tensión ($\Delta f_{ps,u}$) b) Tensión total en la falla de la viga ($f_{ps,u}$)

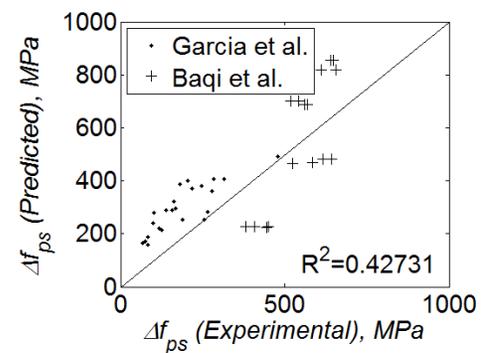
Las Figuras 6.4 y 6.5, respectivamente, ilustran la comparación entre las diversas fórmulas para el incremento de la tensión en el cable para la falla de la viga ($\Delta f_{ps,u}$) y la tensión última del cable ($f_{ps,u}$), respecto a los datos experimentales obtenidos en las mediciones realizadas por esta tesis y la investigación de Baqi et al. (1999). Las líneas continuas representan una correlación perfecta entre los valores experimentales y teóricos.



MSJC (2013)



BS 5628-2 (2005)



CSA (2014)

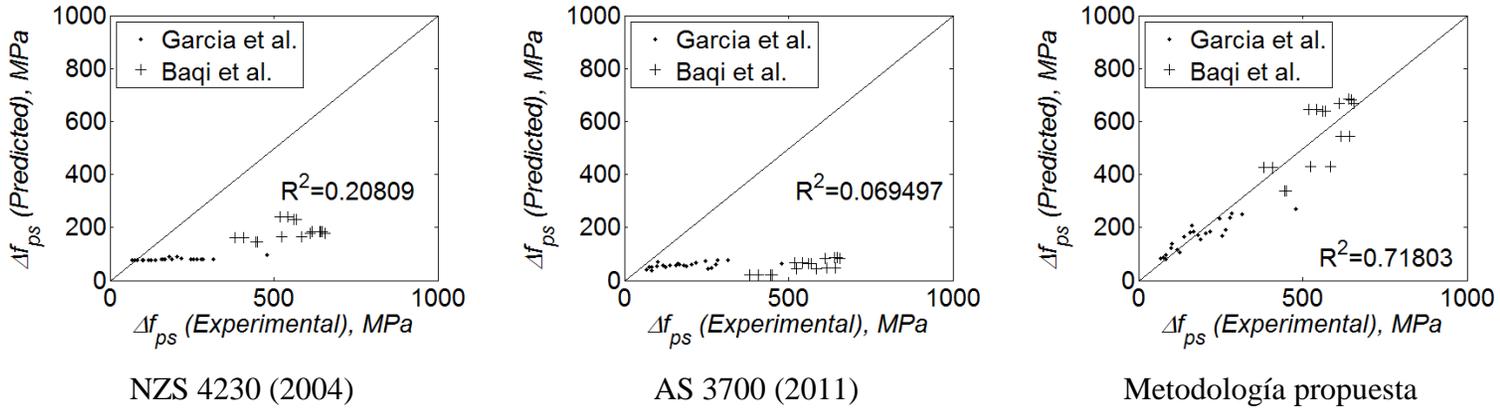


Figura 6. 4. Incremento de tensión en el cable, $\Delta f_{ps,u}$, resultados experimentales versus teóricos.

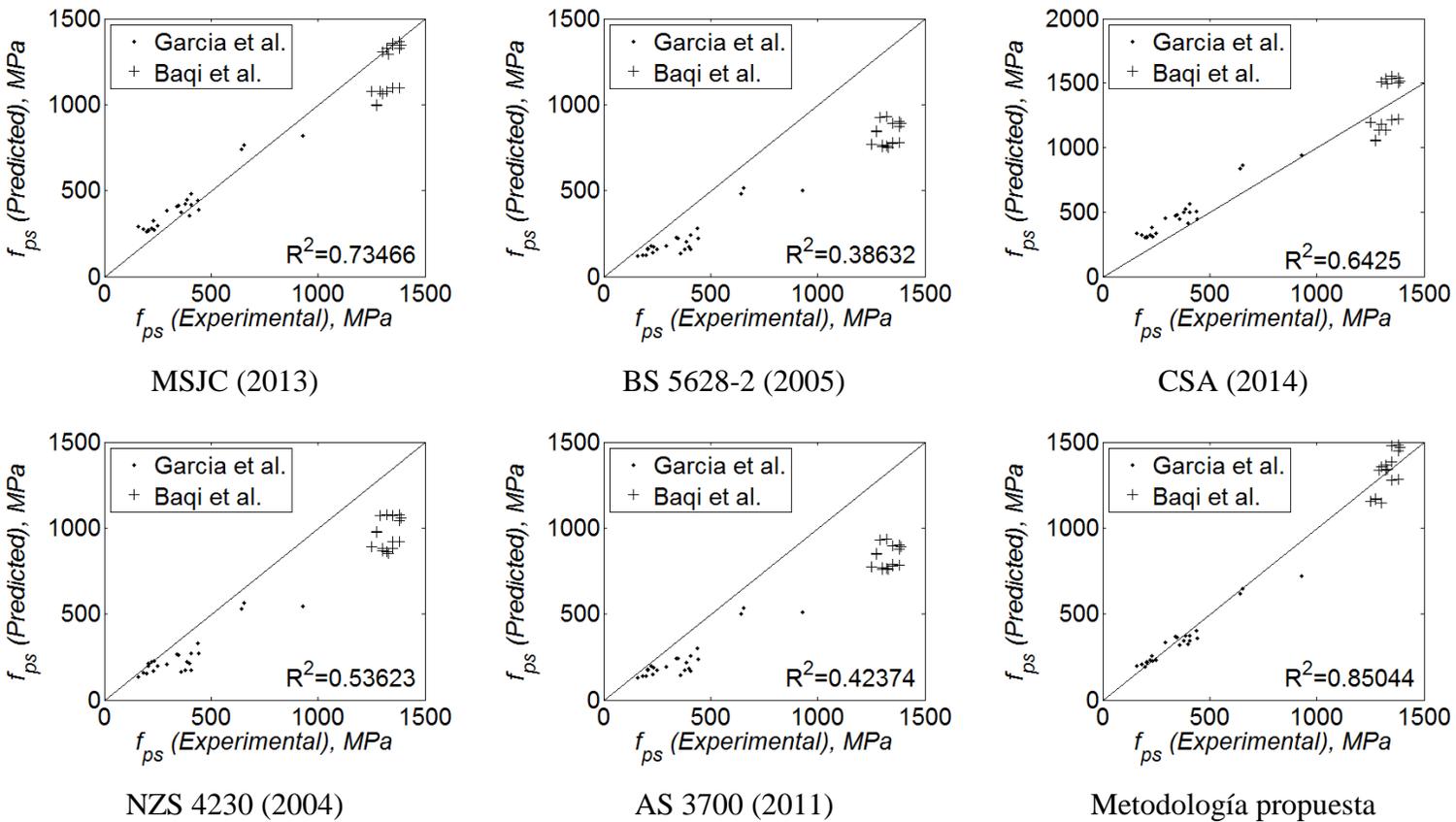


Figura 6. 5. Tensión última en el cable, $f_{ps,u}$, resultados experimentales versus teóricos.

Como muestran las Figuras 6.3, 6.4 y 6.5, la metodología propuesta en este estudio proporciona los mejores resultados de predicción. Entre las ecuaciones de código analizadas, la propuesta por el MSJC (2013) proporcionó los mejores resultados si se comparan con los respectivos resultados obtenidos en las pruebas experimentales, seguido de los resultados obtenidos con la expresión propuesta por el código CSA S304.1. La precisión del resto de los códigos analizados es cuestionable como lo sugieren varias investigaciones previas en muros, tanto con carga fuera del plano (Bean, 2003; Schultz, 2010), como con carga en el plano (Wight et al., 2006; Wight e Ingham, 2008).

Adicionalmente la Figura 6.4 muestra que la expresión propuesta por el código CSA S304.1-2004 sobreestima el incremento de tensión en la mayoría de las vigas analizadas, mientras que las ecuaciones propuestas por los códigos BS5628-2005 y NZS4230-2004 subestiman el incremento de tensión cuando se compara con todos los resultados experimentales. No hay una tendencia clara en los resultados obtenidos por la ecuación propuesta en el código MSJC-2013 ni la metodología establecida en este estudio. Por lo anterior, se evidencia que la metodología propuesta en este estudio proporciona un mejor desempeño respecto a las ecuaciones establecidas por los diferentes códigos de albañilería postensada analizados, seguida de la expresión del MSJC 2013, para determinar el incremento de tensión en vigas de albañilería postensada con sección transversal sólida o aligerada, fabricadas con unidades de albañilería tanto de hormigón como de arcilla.

7. MUROS EN VOLADIZO DE ALBAÑILERÍA POSTENSADA SIN RELLENO DE GROUTING.

Se realizaron una serie de ensayos en el laboratorio de Estructuras de la Universidad de Medellín–Colombia a escala real sobre elementos tipo muros en voladizo con carga fuera del plano. El programa experimental incluyó el estudio del efecto en la variación de los principales parámetros que controlan el comportamiento a flexión de la albañilería postensada, entre ellos: la magnitud del tensionamiento inicial del muro, la resistencia a compresión de la albañilería y la configuración geométrica de la sección transversal de los muros ensayados. Los resultados obtenidos muestran un adecuado comportamiento de este sistema estructural bajo cargas de flexión y la viabilidad para ser empleado en la práctica para la construcción de muros de contención de tierras. Se observa en todos los ensayos ejecutados que la curva carga-deflexión presenta un comportamiento aproximadamente bilineal, y adicionalmente existe una relación aproximadamente lineal entre el incremento de la tensión de la barra y la deformación máxima del elemento estructural, premisa que permitió definir una metodología simple de cálculo para estimar la capacidad última a flexión en esta tipología estructural. Igualmente se observa que algunas expresiones propuestas en los principales códigos de diseño de albañilería postensada predicen adecuadamente la capacidad máxima de carga de este tipo de elementos estructurales.

7.1 Introducción

Esta fase experimental de la tesis de doctorado ha planteado la necesidad de estudiar el desempeño estructural a flexión fuera del plano de muros en voladizo de albañilería postensada sin relleno de grouting y con barras no adheridas, para aprovechar las ventajas significativas de esta tipología estructural en ahorros, tanto de tiempo como de materiales de construcción, así como su posible futura implementación para la construcción de muros de contención de tierras.

En investigaciones preliminares sobre temas de investigación de esta misma temática por Ostag (1986); Al-Manaseer y Neis (1987); Curtin y Howard (1988); Page y Huizer (1988b); Garrity y Phipps (1988); Mojsilovic y Marti (2000) e Ismail et al. (2011) su pudieron observar en los muros ensayados un comportamiento dúctil frente a la falla y una mejor distribución en las grietas a lo largo del muro, con incrementos significantes de la resistencia lateral del muro, con valores que oscilan entre 2.5 y 7.1 respecto a la resistencia de muros similares sin postensado. Dawe y Aridru (1992); Graham y Page (1994) y Lacika y Drysdale (1995) observaron que el desempeño de la curva carga-deformación para muros fuera del plano en albañilería postensada tuvo un comportamiento lineal hasta la aparición de la primera fisura, y posteriormente mostraron un desempeño inelástico hasta la falla. Adicionalmente mostraron que un incremento de la fuerza de tensionamiento aumenta diferentes parámetros de diseño como son: carga de agrietamiento, rigidez elástica y carga de falla, al igual que un incremento en la esbeltez de los muros disminuye su capacidad de carga, al estar gobernado fundamentalmente por el efecto $P-\Delta$.

Diferentes ventajas respecto a los muros de albañilería convencional fueron reportadas por Lissel et al., (1999) y Lissel (2001), quienes observaron un incremento significativo en la resistencia al cortante de los muros de albañilería postensada, sin embargo, establecen que dichos incrementos de resistencia no son fáciles de estimar y que requieren de una mayor investigación sobre esta temática. Cassar (2002) observó que la relación entre la resistencia frente a carga lateral y el nivel de tensionamiento inicial presentan un comportamiento lineal, con incrementos en la resistencia a carga lateral de hasta un tercio del incremento de la carga de tensionamiento del muro, dependiendo de su geometría.

Son varias también las ventajas constructivas establecidas por diversos investigadores sobre esta tipología estructural, Beck et al. (1987); Curtin (1987) y Ezzeldin et al., 1999 reportaron un ahorro del 25% en los costos de muros de albañilería postensada respecto a muros de concreto vaciados in-situ, así como la ventaja del uso de barras o cables

excéntricos en el aumento de rigidez y un buen desempeño en el comportamiento de muros esbeltos en albañilería postensada. Devalapura et al. (1997) observaron que los muros recobran entre un 50-60% de su deformación total al retirarles la carga para el rango inelástico. Ismail et al. (2011) reportan que sólo se produjeron daños localizados sobre la estructura de los muros ensayados que pueden ser fácilmente reparados. Curtin y Howard (1988), Curtin y Howard (1991) y Curtin et al. (1991) al ensayar muros de albañilería postensada en configuración diafragma y sección en “T”, confirmaron que este tipo de configuración tienen un buen comportamiento mecánico, reduciendo los niveles de deformación e incrementando su resistencia frente a carga lateral en valores superiores a los establecidos por los límites de diseño. Al mismo tiempo determinaron que la trabazón mecánica entre unidades de albañilería proporciona un mejor comportamiento estructural.

Hipótesis de comportamiento empeladas para el diseño del hormigón postensado pueden ser empleadas satisfactoriamente para predecir el comportamiento estructural de muros de albañilería postensada con cargas fuera del plano (Krause et al., 1996). De igual forma Lissel et al., (1999), Mojsilovic y Marti (2000) y Lissel (2001) establecieron que la teoría elástica predice adecuadamente el comportamiento de los muros de albañilería postensada en el rango elástico. Bean y Schultz, (2003) y Bean y Schultz (2010) al revisar las diferentes formulaciones para la predicción de la capacidad última a flexión de muros de albañilería postensada, establecieron que la metodología propuesta por el ACI es la que más se aproximada a los resultados experimentales, seguida de la expresión del código canadiense CSA-2004. De igual forma observaron que tanto las ecuaciones propuestas por el MSJC-2008 y Wight (2006) son conservadoras, aunque esta última es inexacta para muros de gran esbeltez (altura/espesor >10). Ismail et al. (2011) observan que dichas expresiones de predicción son precisas en muros con bajos niveles de tensionamiento y conservadoras para muros con un alto nivel de pre-compresión.

Como principal objetivo de éste capítulo se encuentra el desarrollo de una serie de ensayos de laboratorio a escala real sobre muros de albañilería postensada sin relleno de grouting con carga fuera de su plano, sobre los cuales se reporta el resultado de su desempeño

estructural y el efecto en la variación algunos parámetros de importancia en el diseño. Los resultados obtenidos de este conjunto de ensayos servirán para evaluar la precisión en las formulaciones propuestas por los principales códigos de albañilería postensada, así como también se dispondrá de una base de datos experimentales que puede ser usada en un futuro por diferentes investigadores en la formulación de nuevas teorías y nuevas predicciones del desempeño estructural de la albañilería postensada.

7.2 Materiales constitutivos

Para entender el comportamiento estructural frente a cargas de flexión de los muros en voladizo de albañilería postensada, se hizo un análisis sobre cada uno de los componentes estructurales de este sistema de forma de identificar sus principales características mecánicas y su posible incidencia dentro del desempeño global de los muros ensayados. A continuación, se hace un resumen de las principales características mecánicas encontradas para cada uno de los elementos estudiados.

7.2.1 Bloques de concreto

Para la construcción de los muros ensayados se utilizaron bloques prefabricados de concreto aligerados, construidos en serie mediante un proceso industrializado de vibrocompactación. Su configuración geométrica cuenta con una simetría bidimensional y se caracteriza por la presencia de dos perforaciones verticales que atraviesan la totalidad de su sección transversal (Figura 7.1), con dimensiones aproximadas largo, alto, ancho de 390 ± 1 mm x 190 ± 1 mm x 140 ± 2 mm respectivamente. Sus unidades son fabricadas comercialmente en todo el mundo con resistencias específicas que varían entre 8 MPa y 13 MPa y son comúnmente usadas en el gremio de la construcción para la ejecución de obras de infraestructura y edificación.

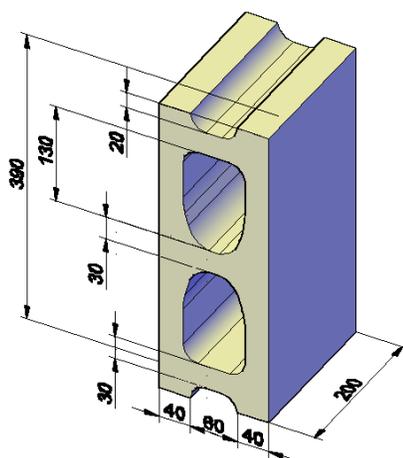


Figura 7. 1. Geometría y tipología del bloque (unidades mm).

7.2.2 Barras de acero roscadas

Para el refuerzo del muro, se utilizaron barras roscadas de acero grado 75 de 25 mm de diámetro, con un área de 506.7 mm^2 y propiedades nominales: módulo de elasticidad de 200 GPa, elongación en 200 mm del 7%, resistencia a la fluencia de 517 MPa y una resistencia última de 690 MPa de acuerdo con lo estipulado por la norma ASTM A615. Las barras se instalaron verticalmente al interior de las celdas de los bloques de concreto con el objetivo de someterse posteriormente a un tensionamiento vertical, generando la pre compresión en el conjunto de bloques, aumentando su resistencia mecánica y logrando un mejor desempeño estructural ante cargas fuera del plano. Se destaca el uso de barras roscadas para la construcción de los prototipos de laboratorio, debido a la facilidad para la aplicación de la fuerza de postensado mediante el sistema de atornillado de pernos, y conjuntamente conservar en el tiempo el pre-esfuerzo aplicado inicialmente al sistema estructural y disminuir eficientemente las pérdidas a largo plazo en el tensionamiento del muro. Adicionalmente a las barras, el sistema de postensado debe estar acompañado por elementos como son tuercas, arandelas y platinas de anclaje, que complementan la función de la barra y cumplen con la función de mantener el tensionamiento aplicado en la barra de postensado (Figura 7.2).

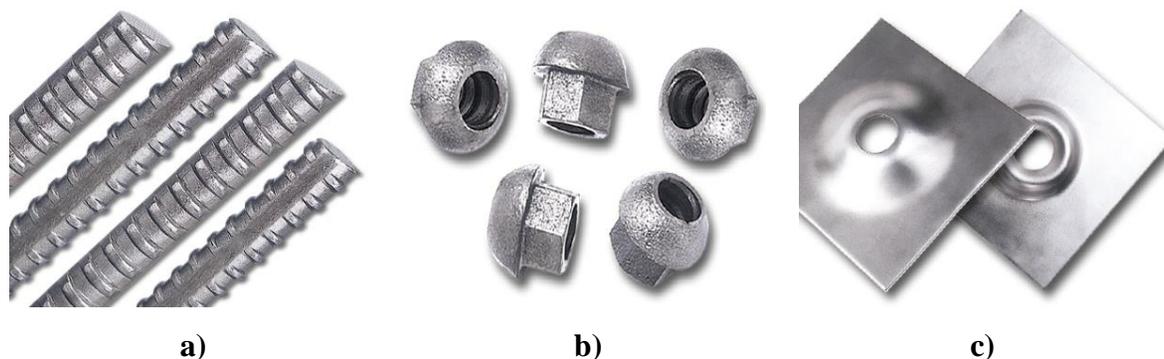


Figura 7. 2. Elementos postensado a) Barra roscada b) Tuercas c) Platina de anclaje.

7.2.3 Mortero de pega

Para la unión de las unidades de albañilería se utilizó un mortero de pega de aproximadamente 10 mm de espesor, compuesto de cemento, arena y agua en una relación por peso de 1:2:0.9 respectivamente, de tal forma que se garantizara la trabajabilidad de la mezcla acorde a la experiencia del albañil encargado de la construcción del muro. Para garantizar un adecuado proceso de curado del mortero, los muros ensayados fueron humedecidos de forma periódica mediante un rocío integral de agua durante un lapso de tiempo de 14 días posterior a la construcción del muro.

7.2.4 Concreto reforzado

Para la construcción de los bloques de anclaje localizados en la parte superior de los muros ensayados y la zapata de cimentación que sirve de base para el apoyo de los prototipos ensayados se construyeron unos elementos macizos de concreto reforzado, los cuales fueron moldeados a partir de una mezcla de cemento, arena y grava en una proporción por peso de 1:2:2 respectivamente, y una relación agua/cemento de aproximadamente 0.6. Dicho concreto cumplió satisfactoriamente con todas las especificaciones y requerimientos de tamaño de agregado grueso (tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ "), trabajabilidad y asentamiento (slump de 6 cm) establecidas por las diferentes normativas que regulan este tipo de material para las funciones requeridas en los ensayos de laboratorio.

Tanto los bloques de anclaje, como la zapata de cimentación fueron reforzadas con acero estructural corrugado de tal forma que pudiera soportar satisfactoriamente los esfuerzos externos a los que van a estar sometidos. La base de hormigón armado de dimensiones 1200 mm x 700 mm x 200 mm (longitud, ancho y altura, respectivamente), se reforzó con 8 barras corrugadas #8 (25.4 mm de diámetro) de acero dulce como refuerzo principal y 15 barras corrugadas #3 (9.5 mm de diámetro) para estribos de cortante a lo largo de la longitud de la base. Esta base contiene una rejilla de perforaciones verticales espaciada cada 200 mm para el paso de las barras de postensado a través de ellas.

La Tabla 7.1 proporciona un resumen de las propiedades de la albañilería, hormigón y mortero empleados para la construcción de los diferentes especímenes ensayados en el laboratorio de estructuras de la Universidad de Medellín-Colombia. La resistencia mecánica a la compresión del hormigón, mortero y albañilería se determinó de acuerdo con lo establecido por las normas ASTM C109 / C109M (2002), ASTM C270 (2003) y ASTM C62 (2004).

Tabla 7. 1. Propiedades mecánicas del mortero, concreto y albañilería (García et al., 2013)

Albañilería de Baja Resistencia								
Propiedad	f' _b (MPa)	f' _j (MPa)	f' _m (MPa) *	h (mm)	t (mm)	b (mm)	A (cm ²)	W (kg)
Valor	12.6	28.09	12	189.5	141	389	316.23	12.58
Número de ensayos	64	16	-	64	64	64	64	64
COV	8.7%	13.8%	-	1.0%	1.1%	0.5%	4.2%	1.9%

Albañilería de Alta Resistencia								
Propiedad	f' _b (MPa)	f' _j (MPa)	f' _m (MPa) *	h (mm)	t (mm)	b (mm)	A (cm ²)	W (kg)
Valor	30	29.41	21	188.5	139.67	388.5	310.12	14.14
Número de ensayos	16	16	-	16	16	16	16	16
COV	8.9%	14.4%	-	1.0%	1.0%	0.4%	2.6%	1.0%

(*) Correlación basada en la TMS-2013

7.3 Programa Experimental

Se desarrolló un programa experimental para observar el comportamiento estructural de muros de albañilería postensada de concreto con elementos no adheridos y sin mortero de relleno en voladizo bajo la acción de un sistema de cargas fuera del plano, con el objetivo de ver la factibilidad de usar este tipo de elementos en la construcción de muros de contención de tierras. Se evaluaron un total de 12 prototipos con dos diferentes tipos de configuraciones: muro pared sencilla (6 especímenes conformados por una sola hilada de bloques trabados de manera convencional) y muro configuración diafragma (6 especímenes conformados por 2 hiladas de bloque paralelas, trabadas entre sí en forma de sección “I”). Se emplearon tres magnitudes diferentes de tensionamiento inicial basados en la máxima resistencia a la compresión de la unidad de albañilería (f'_m) ($0.15f'_m$, $0.25f'_m$ y $0.35f'_m$) y dos resistencias a la compresión de la albañilería (12 MPa y 21 MPa, baja y alta resistencia, respectivamente).

7.3.1 Detalles de los Especímenes

El armado de los muros se hizo por fuera del marco de carga sobre una base de hormigón construida previamente, posteriormente mediante la ayuda de un montacargas hidráulico, la base de hormigón en conjunto con el muro fue transportada hacia la zona de ensayo sobre el marco metálico. La base de hormigón se fijó al marco de carga mediante pernos y tuercas de alta resistencia alrededor de su perímetro. El marco de reacción consistió en una placa de acero rígida, apoyada sobre un marco de reacción metálico.

En la hilada superior de los muros ensayados, un sistema de bloques macizos prefabricados fue colocado con el fin de simular un elemento rígido continuo tipo viga de concreto con vaciado monolítico. A través de estos bloques sólidos fueron dispuestas un conjunto de perforaciones tanto verticales como horizontales, con la finalidad de permitir que las barras de postensado pudieran pasar libremente en las dos direcciones principales de los bloques. La ubicación de estos bloques superiores de anclaje fue diferente para los dos tipos de muros ensayados. Para los muros tipo pared, se dispusieron a lo largo del

muro continuando la modulación original de la pared, mientras que para el muro diafragma, estos bloques se ubicaron perpendiculares al muro apoyándose sobre sus extremos en las dos paredes principales del muro. En esta hilada superior de bloques macizos se aplicó una fuerza de pretensado horizontal, con la finalidad de obtener un efecto similar al de una viga de hormigón armado cuyo objetivo es el de transmitir uniforme de la fuerza de postensado sobre la estructura del muro. Este pre-esfuerzo horizontal, jugó un papel fundamental en la aplicación del tensionamiento vertical sobre el muro para transferir con éxito la carga de postensado sobre el muro, dado a que se observó en algunos de los ensayos ejecutados que un bajo nivel de tensionamiento horizontal en los bloques superiores fue el causante de la aparición de algunos fallos locales en las regiones cercanas al anclaje superior del muro.

7.3.2 Muro tipo pared (convencional)

Se construyeron y evaluaron 6 muros de 2.0 m de altura con unidades de albañilería convencional de gran disponibilidad comercial en el mercado chileno, colombiano y mundial. Las dimensiones de los especímenes fueron aproximadamente de 1200 x 2000 x 200 mm (longitud, altura y ancho, respectivamente). Dos barras de postensado excéntricas, no adheridas y sin restricción lateral (libre para moverse dentro del muro), con una excentricidad constante de 20 mm respecto al centro de la sección transversal, se utilizaron para el proceso de postensado del muro. Estas barras fueron insertadas después de la construcción del muro, de forma simétrica a través de las cavidades de los bloques en ambos costados del muro. Una platina cuadrada de acero (150 mm de longitud y 15 mm de espesor) se colocó en el extremo superior de cada barra para evitar la aparición de fallos locales. El extremo inferior de la barra fue fijado a la placa rígida del marco de reacción mediante una tuerca de alta resistencia. No hubo ningún vínculo entre la barra y la albañilería en toda su longitud.

Las barras fueron postensadas utilizando un gato hidráulico de 300 kN de capacidad, mediante la aplicación secuencial de la carga entre las dos barras, con incrementos de

carga del 25% de manera alternada hasta alcanzar los niveles de tensionamiento inicial predeterminados para cada barra. Durante el proceso de tensionamiento inicial, se hicieron algunos ajustes en la fuerza de postensado para compensar el acortamiento elástico del muro. No se empleó ningún refuerzo adicional al interior del muro. La Tabla 7.2, muestra las principales propiedades y detalles de todos los muros ensayados. Aunque en la práctica, los muros de baja altura ensayados fueron 6, el último muro ensayado (WP-6) por sus condiciones de resistencia de la unidad del bloque (alta resistencia) no alcanzó la falla por inconvenientes técnicos generados por los altos niveles de desplazamiento alcanzados. Para este muro, entonces, se decidió suspender el ensayo bajo estos niveles de desplazamiento e incrementar el grado de tensionamiento inicial con miras a reducir significativamente los desplazamientos en el elemento y lograr optimizar mejor su comportamiento, pero durante la ejecución del ensayo, nombrado como muro WP-7, las barras de postensado alcanzaron niveles de tensionamiento cercanos a la carga de ruptura y por tal motivo se decidió finalizar con el ensayo y reportar los resultados obtenidos hasta los niveles de carga alcanzados previos a la ruptura de la barra.

Tabla 7. 2. Propiedades de los muros tipo pared ensayados

Muro	Tipo de Carga	Resistencia Albañilería	Fuerza inicial barra sur (kN)	Fuerza inicial barra norte (kN)	Fuerza inicial barras total (kN)	Altura (m)
Wall-1	Cíclica	Baja	43.1	41.6	84.6	1.8
Wall-2	Cíclica	Baja	64.2	66.0	130.2	2.0
Wall-3	Monotónica	Baja	68.0	63.9	131.9	2.0
Wall-4	Cíclica	Baja	42.9	46.9	89.8	2.0
Wall-5	Cíclica	Baja	104.7	107.1	211.8	2.0
Wall-6	Cíclica	Alta	102.5	104.2	206.6	2.0
Wall-7	Monotónica	Alta	200.4	194.9	395.4	2.0

7.3.3 Muro tipo diafragma

Para muros de más de 3.0 m de altura, la demanda impuesta por el empuje del terreno y las sollicitaciones derivadas de otras acciones tales como eventos sísmicos o sobre cargas, supera la capacidad resistente de un muro de pared convencional construido con bloques

de resistencia comercial (12 MPa), puesto que se estiman empujes de suelo superiores a 60 kN/m que sobrepasan la capacidad experimental obtenida para muros de pared convencional, y por esta razón se hace necesario incrementar la sección transversal del muro para aumentar su inercia y por consiguiente su capacidad de carga. Para ello, se diseñó una sección tipo diafragma como la que se muestra en la Figura 7.3. Las dimensiones aproximadas de los especímenes construidos y ensayados con este tipo de configuración fueron de 1200 mm x 400 mm x 3000 mm (longitud, ancho y altura, respectivamente). Dos barras de postensado excéntricas no adheridas y sin restricción lateral (libre para moverse dentro de la pared), con una excentricidad constante de 80 mm respecto al centro de la sección transversal del muro, se utilizaron para el proceso de postensado del muro.



Figura 7. 3. Sección transversal de muro tipo diafragma.

En la Tabla 7.3 se muestran las características geométricas y algunos de los principales parámetros de los muros tipo diafragma ensayados.

Tabla 7. 3. Propiedades de los muros tipo diafragma ensayados

Muro	Tipo de Carga	Resistencia Albañilería	Fuerza inicial barra sur (kN)	Fuerza inicial barra norte (kN)	Fuerza inicial barras total (kN)	Altura (m)
Wall-8	Cíclica	Baja	152.5	148.8	301.3	2.8
Wall-9	Cíclica	Baja	80.4	84.6	164.9	2.8
Wall-10	Cíclica	Baja	199.4	204.4	403.8	2.8
Wall-11	Cíclica	Baja	107.2	106.2	213.4	3.0
Wall-12	Cíclica	Baja	231.9	232.3	464.1	3.0
Wall-13	Cíclica	Baja	193.6	197.7	391.3	3.0

7.3.4 Historial de carga

Todos los muros en voladizo fueron ensayados en posición vertical con la ayuda de un marco de reacción de acero rígido, con el extremo superior libre y fijo (empotrado) en la parte inferior. Se aplicó un sistema de carga lateral cíclica o monotónica en la dirección fuera del plano a cada muro mediante un actuador horizontal simple, a una altura aproximada de un tercio de la altura total del muro. La carga se distribuyó a través de la aplicación de ocho cargas puntuales equidistantes, emulando una carga de presión de tierras equivalente (triangular creciente en profundidad). En la Figura 7.4 se muestra un esquema del sistema de carga empleado. Adicionalmente, en cada punto de carga se instaló una placa de acero cuadrada (250 mm de lado por 15 mm de espesor) con almohadillas de neopreno, con la finalidad de minimizar el riesgo de una falla local por la concentración de esfuerzos.

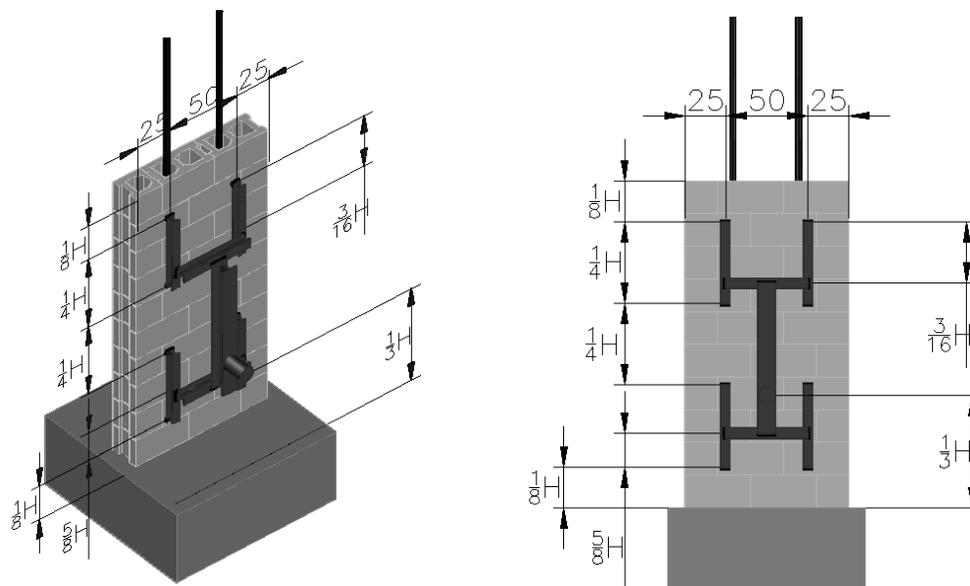


Figura 7. 4. Metodología de carga propuesta.

La carga sobre el muro fue aplicada mediante un sistema de desplazamiento controlado unidireccional fuera del plano. A pesar de que la carga aplicada no es exactamente una carga distribuida triangular, la forma del diagrama de momentos del sistema de carga aplicado y la carga distribuida triangular son muy similares (Figura 7.5), y tanto el sistema de carga aplicada, como la idealización de una carga distribuida triangular, comparten un diagrama de momentos muy similar y los mismos valores de momento flector en la sección crítica del muro. Para los ensayos cíclicos, se hizo un proceso de carga-descarga de manera escalonada sobre el muro mediante incrementos de deformación controlados, cada ciclo fue repetido tres veces de manera consecutiva con incrementos secuenciales del doble de desplazamiento hasta un valor máximo de 124 mm (6,2% de deriva), posterior a este desplazamiento los especímenes fueron llevados hasta la falla. El historial de carga aplicado se muestra en la Figura 7.6.

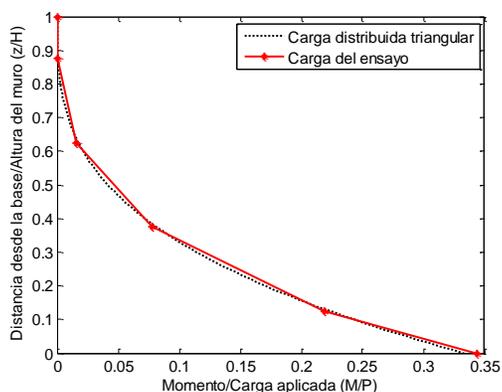


Figura 7. 5. Diagrama de momento aplicado.

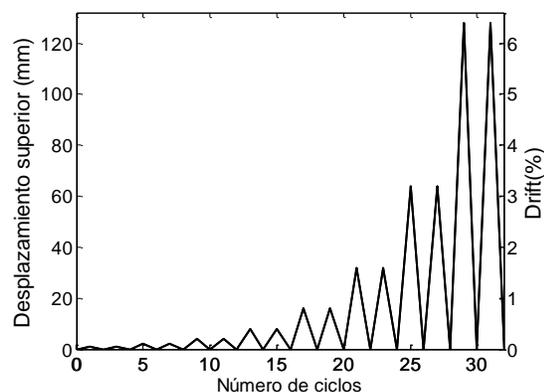


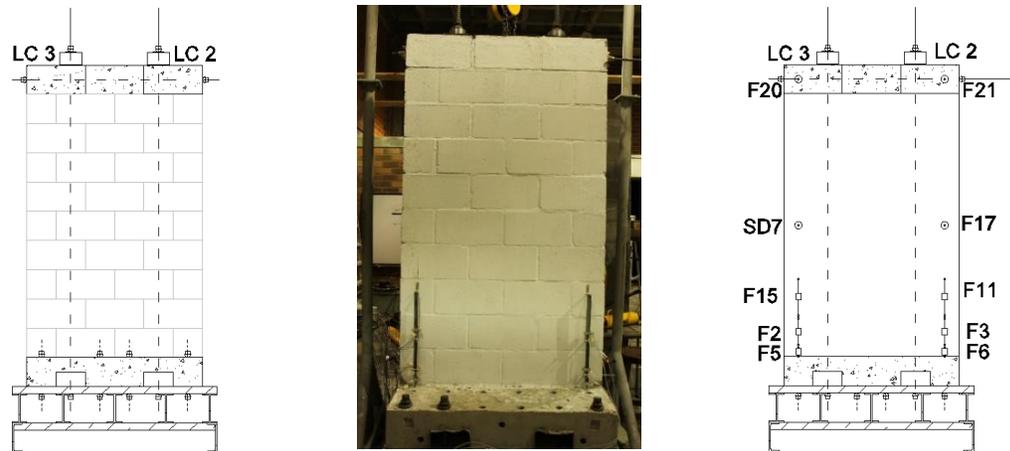
Figura 7. 6. Historial de carga.

7.3.5 Instrumentación

La respuesta global de cada muro se midió utilizando un conjunto de celdas de carga, transductores de desplazamiento lineal (potenciómetros) y transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT), que permiten un registro completo de las principales deformaciones y fuerzas durante todo el proceso de carga y descarga del muro. Dos celdas de carga fueron instaladas en la parte superior del muro en los extremos de las barras de tensionamiento para medir y registrar la variación de la fuerza de postensado en cada barra, otra celda de carga fue empleada para controlar la carga aplicada sobre el actuador (Figura 7.7). Asimismo, fueron colocados varios transductores de desplazamiento horizontal para controlar el desplazamiento lateral del muro (F20 a F21), la rotación del muro (F12 y F9) y el movimiento lateral de la zapata, así como para evaluar cualquier tipo de torsión accidental sobre el muro. Los sensores para monitorear el desplazamiento vertical del muro (F2 a F6) se utilizaron para determinar el perfil de deformación y la variación del eje neutro para diferentes porciones de la sección transversal en la parte inferior del muro. Para el muro diafragma, se utilizó el mismo tipo de instrumentación, con algunas pequeñas variaciones en la cantidad y posición de los sensores por las diferencias en cuanto a la geometría de los muros.



a) Vista lateral



b) Vista frontal

Figura 7. 7. Especímenes del ensayo e instrumentación (muro pared).

Para todos los ensayos ejecutados se disponen de barras de postensado excéntricas, debido a que el diseño óptimo de esta tipología de muro, que presenta aplicación de carga en una sola dirección, se logra con una determinada excentricidad de la barra de postensado, puesto que se posibilita el desarrollo de una zona de compresión más extensa en su sección transversal y un mayor brazo de palanca para el acero de postensado, lo que se traduce a su vez en una mayor capacidad de carga en comparación con un muro tensionado mediante barras de postensado concéntricas.

7.4 Resultados Experimentales

En las pruebas realizadas, los muros de albañilería postensada en voladizo demostraron un buen comportamiento estructural cuando fueron sometidos a una fuerza fuera del plano, evidenciado una buena capacidad para soportar altos niveles de desplazamientos laterales sin daños aparentes, una apropiada capacidad para recuperar las deformaciones y un desempeño estructural satisfactorio. En la Tabla 7.4 se muestran los resultados resumidos del comportamiento de los muros ensayados, donde P_u corresponde a la carga aplicada a cada muro en la falla, T_u es la carga del cable en la falla, $\delta_{max,u}$ el desplazamiento máximo en la parte superior del muro para la carga de falla y ΔT_u el máximo incremento de carga del cable en estado último de falla.

Tabla 7. 4. Resultados de los ensayos de muros fuera del plano.

Muro	Estado último					Incremento fuerza barras		
	Carga (kN)	Deflexión (mm)	Fuerza Total Barras (kN)	Fuerza Final barra sur (kN)	Fuerza Final barra norte (kN)	Incremento Final fuerza barras (kN)	Incremento final fuerza barra sur (kN)	Incremento final fuerza barra norte (kN)
Wall-1	35.9	107.6	304.8	150.8	153.9	220.1	107.8	112.4
Wall-2	30.9	128.8	299.4	158.9	140.5	169.2	94.7	74.5
Wall-3	29.5	100.6	277.2	139.8	137.3	145.2	71.8	73.4
Wall-4	32.0	148.6	296.1	152.7	143.4	206.3	109.8	96.5
Wall-5	37.3	125.6	398.7	192.9	205.9	186.9	88.1	98.8
Wall-6	37.6	122.6	418.4	207.9	210.5	211.8	105.4	106.4
Wall-7	49.7	121.9	610.8	315.6	295.2	215.5	115.1	100.3
Wall-8	67.5	45.2	324.5	161.8	162.7	23.2	9.4	13.9
Wall-9	51.5	36.5	200.6	100.7	99.9	35.7	20.3	15.4
Wall-10	75.9	45.7	418.9	206.3	212.6	15.1	6.9	8.2
Wall-11	90.7	165.9	379.0	191.3	187.7	165.6	84.1	81.5
Wall-12	129.5	179.7	614.9	307.3	307.6	150.8	75.5	75.3
Wall-13	113.7	108.9	518.6	259.0	259.6	127.3	65.4	62.0

7.4.1 Muros pared convencional

7.4.1.1 Curvas Carga-Desplazamiento Lateral

Se observó un comportamiento aproximadamente bilineal de la curva carga-desplazamiento lateral de todos los muros ensayados, con una limitada capacidad de disipación de energía reflejada en el área al interior de los ciclos histeréticos de las curvas carga-deformación (Figura 7.8). La respuesta inicial de los muros fue elástica con un desempeño aproximadamente lineal hasta que se alcanzó la carga lateral que produce la descompresión inicial en la base del muro, con ausencia de grietas que afectaran la integridad del muro y sin acumulación de daño aparente en la integridad de los especímenes. Al realizar el proceso de descarga, se recupera casi por completo la deformación lateral del muro retornando a su posición inicial (desplazamiento residual depreciable). Posteriormente, se observó un comportamiento no lineal, con una importante reducción de la rigidez de la estructura hasta alcanzar el nivel máximo de carga, generándose posteriormente una pérdida sustancial de resistencia hasta alcanzar la condición de falla. La falla del muro se definió como el instante a partir del cual se produce una pérdida del nivel de carga cercano al 25% de la carga máxima registrada, con un aumento significativo de la deformación.

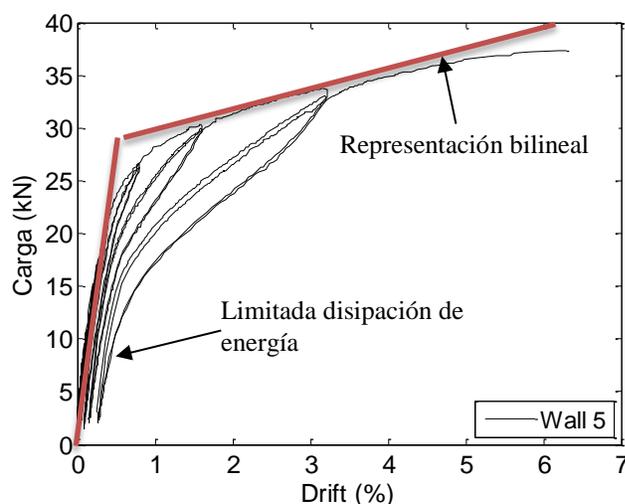
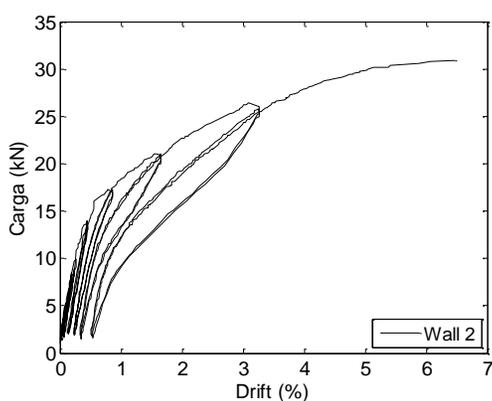
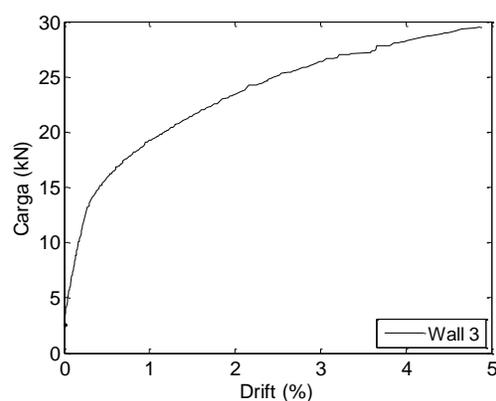


Figura 7. 8. Curva carga-desplazamiento.

Es importante destacar que el límite entre las regiones elásticas e inelásticas no es un verdadero límite de elasticidad de la estructura ensayada, se debe principalmente a un efecto geométrico, debido a que los bloques aún no han entrado en el rango de comportamiento no lineal del material y la barra de postensado en todos los muros ensayados para esta capacidad de carga permaneció en el rango elástico y éste límite corresponde principalmente al instante en que comienzan a generarse tracciones en el muro y por consiguiente se genera la separación de la parte traccionada del muro de la base de concreto reforzado, generando las primeras fisuras en la base del muro sin la afectación integral de las unidades de bloque debidas al balanceo generado en la parte inferior del muro. Los muros de albañilería postensada en voladizo muestran una razonable capacidad de carga antes de la falla, ya que las primeras grietas que afectan la integridad estructural de los bloques aparecen para niveles de carga muy cercanos a la falla del sistema. Se observó un comportamiento cíclico estable hasta la ruptura en todos los muros ensayados. Antes de que el muro perdiera su capacidad de carga, se observó un alto nivel de deriva (entre 5% y 7% de la altura total).

El nivel de tensionamiento inicial mostró una gran incidencia en la magnitud de los límites de elasticidad de los muros ensayados. El aumento de la capacidad de flexión depende principalmente de la resistencia a la compresión de la albañilería y en segunda instancia del nivel de tensionamiento inicial. Se observaron uno ciclos de carga-descarga muy estables, con una forma característica de ciclos en forma de estrangulamiento (conocido en inglés como “pinching”) que implican una disipación de energía limitada. El desplazamiento entre el muro y la base rígida de concreto sobre la que se emplaza el muro fue insignificante en comparación con las deformaciones máximas presentadas en los muros ensayados. Las mediciones indican que los deslizamientos de los muros no excedieron valores de 1 mm durante la ejecución del ensayo, bajos deslizamientos que se deben a una fricción adecuada entre el muro y la fundación de concreto reforzado favorecida gracias a la fuerza del tensionamiento inicial.

Las mediciones máximas de deriva en los muros ensayados oscilaron entre el 6% y el 7.5%, generadas por la deformación combinada entre desplazamiento debidos a la flexión, al corte y a la rotación del muro como cuerpo rígido respecto a su base. Valores similares de deriva fueron reportados por Ismail et al. (2011), Ismael e Ingham (2012) en estudios experimentales previos para muros de albañilería postensada rellenos de grouting (4.4% y 11.9%). Durante una gran parte de los ensayos, los muros no presentaron ninguna grieta o evidencia de falla. El daño se concentró en la parte inferior del muro sobre la hilada inferior de los prototipos, aproximadamente a 200 mm medidos a partir de base de concreto reforzado. En la gran mayoría de los muros ensayados, las barras no alcanzaron su límite de fluencia, a diferencia del muro WP-6, construido con bloques de albañilería de alta resistencia, donde las barras superaron su límite elástico y fluyeron, llegando incluso a valores cercanos al nivel de rotura de la barra. A pesar de este fenómeno no se observó un cambio drástico en la curva de carga-deflexión de este muro tal como se esperaba. Un registro completo de todos los ciclos de carga-desplazamiento para los muros ensayados en este estudio se representan en la Figura 7.9.

**a) Wall 2****b) Wall 3**

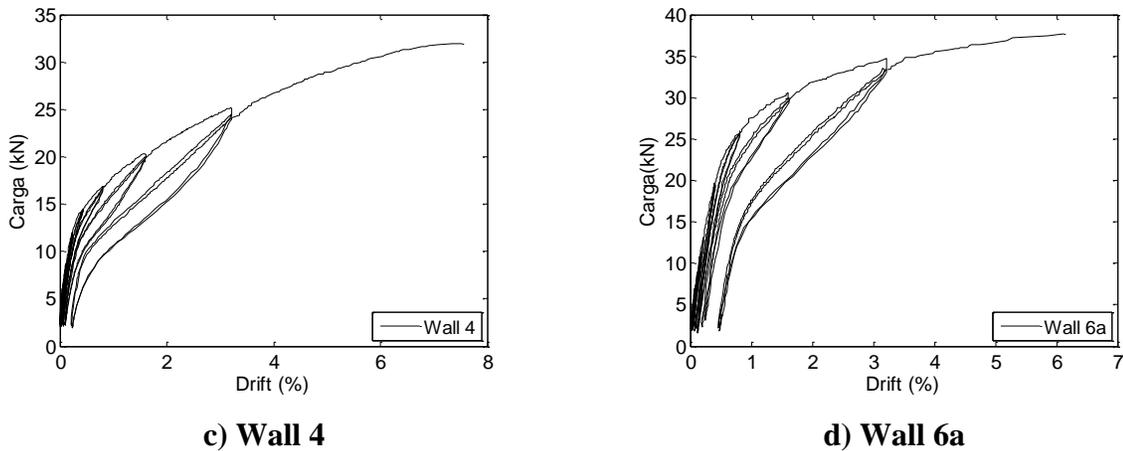


Figura 7. 9. Curvas carga-desplazamiento.

La envolvente de la curva carga-desplazamiento de todos los muros ensayados se muestra en la Figura 7.10, el efecto de la resistencia de la albañilería sobre la capacidad de carga es evidente, a pesar de que la capacidad de desplazamiento es muy similar para los diferentes niveles de resistencia de la albañilería empleada. Se observan algunas pequeñas diferencias de la rigidez inicial entre los muros ensayados, a pesar de las diferencias que existen en las propiedades de cada muro ensayado y de la albañilería empleada para la construcción de los prototipos.

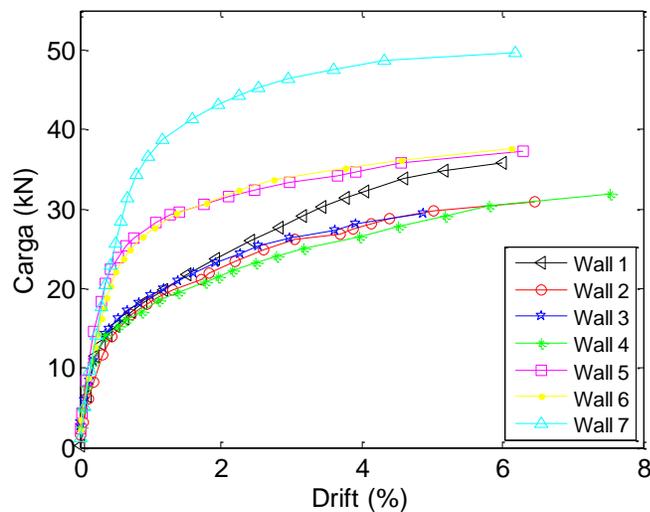


Figura 7. 10. Envolvente curvas carga-desplazamiento.

7.4.1.2 Modos de falla

El modo de falla característico a flexión fue el predominante en todos los muros en voladizo ensayados, caracterizado por el aplastamiento de la integridad del bloque y la formación de una rótula plástica en la parte inferior del muro sobre la zona de compresión. El daño es limitado y se concentra en una pequeña porción de la parte inferior del muro (sobre una zona de aproximadamente 200 mm en la hilada inferior del muro), donde la albañilería presenta la falla a compresión por aplastamiento del concreto. En la zona por encima de esta zona de falla en el muro, a partir de la segunda hilada del muro, no se observó ningún tipo de daño asociado a la integridad del muro. Este modo se observó en todos los muros ensayados. La fisura que se forma en la parte inferior del muro cambia al muro en voladizo en un mecanismo rotulado en su parte inferior. Las primeras grietas que afectaron significativamente la integridad estructural de las unidades de los bloques en los muros se observaron en la mayor parte de los ensayos para una deriva superior al 5%, el tamaño de estas primeras grietas es extremadamente pequeño y una gran parte de ellas no se puede observar a simple vista sino con la ayuda de instrumentos ópticos de amplificación. La Figura 7.11 muestra el tipo de falla típico de los muros ensayados.



a) Vista Lateral



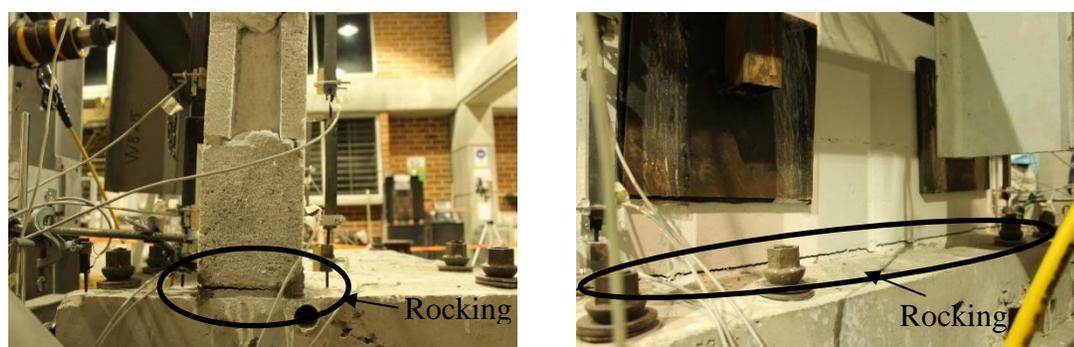
b) Vista Frontal

Figura 7. 11. Modo de falla típico en los muros de configuración simple.

El límite elástico de la albañilería postensada está asociado a un estado denominado “descompresión de su sección transversal”, el cual corresponde al instante a partir del cual se generan tracciones en la albañilería sobre la base del muro, lo que genera una fisura

horizontal en la parte inferior del muro provocando que rote alrededor de su base como un cuerpo rígido, generándose una especie de rótula plástica (Figura 7.12). Este fenómeno fue visible en todos los muros ensayados y se le conoce con el nombre de "rocking" o balanceo con un mecanismo de "auto-centrado" propio de este tipo de sistemas. El mecanismo de "rocking" es la causa principal por la cual los muros de albañilería postensada con barras o cables no adheridos proporcionó una baja disipación de energía (Rosenboom y Kowalsky, 2004).

A partir de la descompresión del muro, la longitud de la región comprimida en la sección transversal del muro se reduce a medida que se incrementa su desplazamiento lateral, bajo un incremento gradual del agrietamiento en la parte inferior del muro y por consiguiente la variación en la profundidad del eje neutro. De igual manera, una vez se produce el estado de descompresión de la sección transversal del muro y se incrementa gradualmente el nivel de carga externo aplicado al muro, se produce un aumento en la fuerza de la barra cuando el muro se deforma lateralmente. En la mayoría de los casos, después de haberse producido grandes niveles desplazamientos en el muro, y luego descargarlo, se registró un retorno de la deformación de la estructura muy cercano a su alineación vertical original.



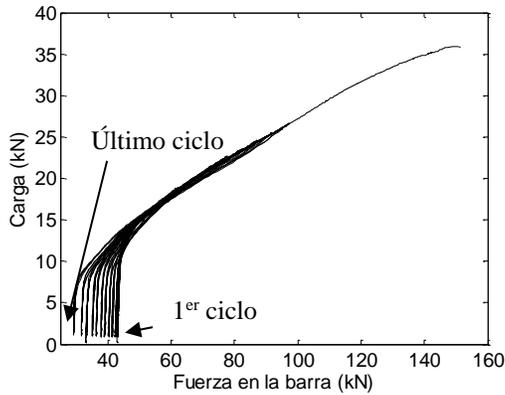
a) Vista lateral

b) Vista posterior

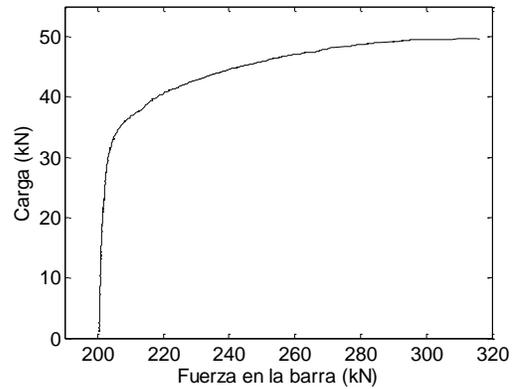
Figura 7. 12. Mecanismo de balanceo "rocking".

7.4.1.3 Medición de la tensión de las barras

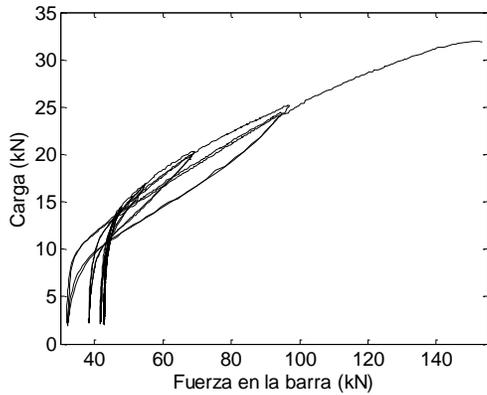
El historial de la fuerza del cable versus la carga aplicada en los muros ensayados se muestra en Figura 7.13. Para los muros de albañilería con bloques de baja resistencia, las barras se mantuvieron en el rango elástico a través de todo el historial de carga, a diferencia del muro Wall 6b construido con bloques de alta resistencia, para el cual se superó el límite de fluencia en sus barras e incluso se llegó a valores de esfuerzo cercanos a la ruptura de las barras por lo cual se tomó la decisión de suspender el ensayo. Por la simetría presente en todas las componentes del sistema estructural, tanto de las barras de postensado como del muro, la fuerza en ambas barras presenta un comportamiento muy similar durante toda la prueba. El incremento de la fuerza en el cable al inicio de la prueba antes de que se produjera la descompresión de los bloques, fue insignificante hasta alcanzar el estado de descompresión en la base del muro; posteriormente, comenzó a incrementarse la tensión en la barra de manera significativa a medida que se incrementaba el desplazamiento y la carga lateral del muro. El nivel de tensionamiento inicial influye considerablemente en la carga de descompresión del muro como puede verse en la Figura 7.13c y 7.13d. Una pérdida de tensión considerable en las barras de los muros ensayados luego de cada proceso de descarga fue observada en los muros (entre el 13% y el 37%), debido primordialmente al acortamiento elástico y agrietamiento de la albañilería y el mortero de pega empleados para la construcción del muro. A medida que se incrementa el desplazamiento lateral del muro para la ejecución de cada ciclo de carga, se produce una mayor pérdida de tensión en las barras. La influencia del acortamiento elástico y agrietamiento de la albañilería y le mortero, se puede observar también en la curva de fuerza de la barra versus carga aplicada al muro, donde la porción de la curva decreciente debida al proceso de descarga en el muro muestra una pendiente diferente a la pendiente de la envolvente de la curva, tal como se puede observar en la Figura 7.13.



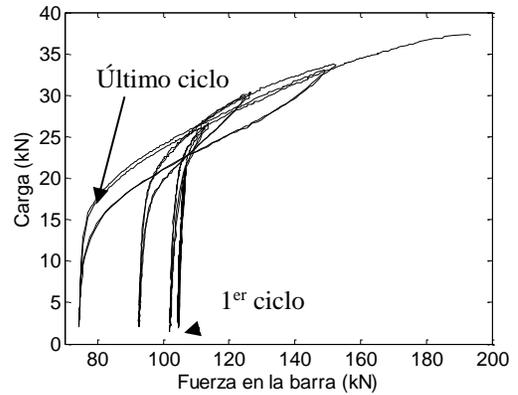
a) Wall 1



b) Wall 6b



c) Wall 4



d) Wall 5

Figura 7. 13. Variación de la tensión barra sur respecto a la carga aplicada en el muro.

La Figura 7.14 muestra una aproximación bi-lineal entre el incremento de la fuerza de la barra de postensado y el máximo drift lateral del muro. Observaciones similares se han realizado en varias investigaciones experimentales previas (Bean y Schultz, 2011; Wight y Ingham, 2008, Bean, 2007, Mojsilovic y Martí, 2000; Marzahn, 1998; Campbell y Chouinard, 1991; Harajili Kanj, 1991; Yaginuma, 1995; Lazzarini et al., 2010, y Du y Liu, 2003). La primera fase lineal de la curva es aproximadamente horizontal y corresponde al comportamiento elástico del sistema estructural. Posteriormente, se observa una segunda fase no lineal sobre una porción más extensa de la curva, que corresponde a la región de comportamiento inelástico del muro luego de alcanzarse la carga límite de decompresión de la sección transversal.

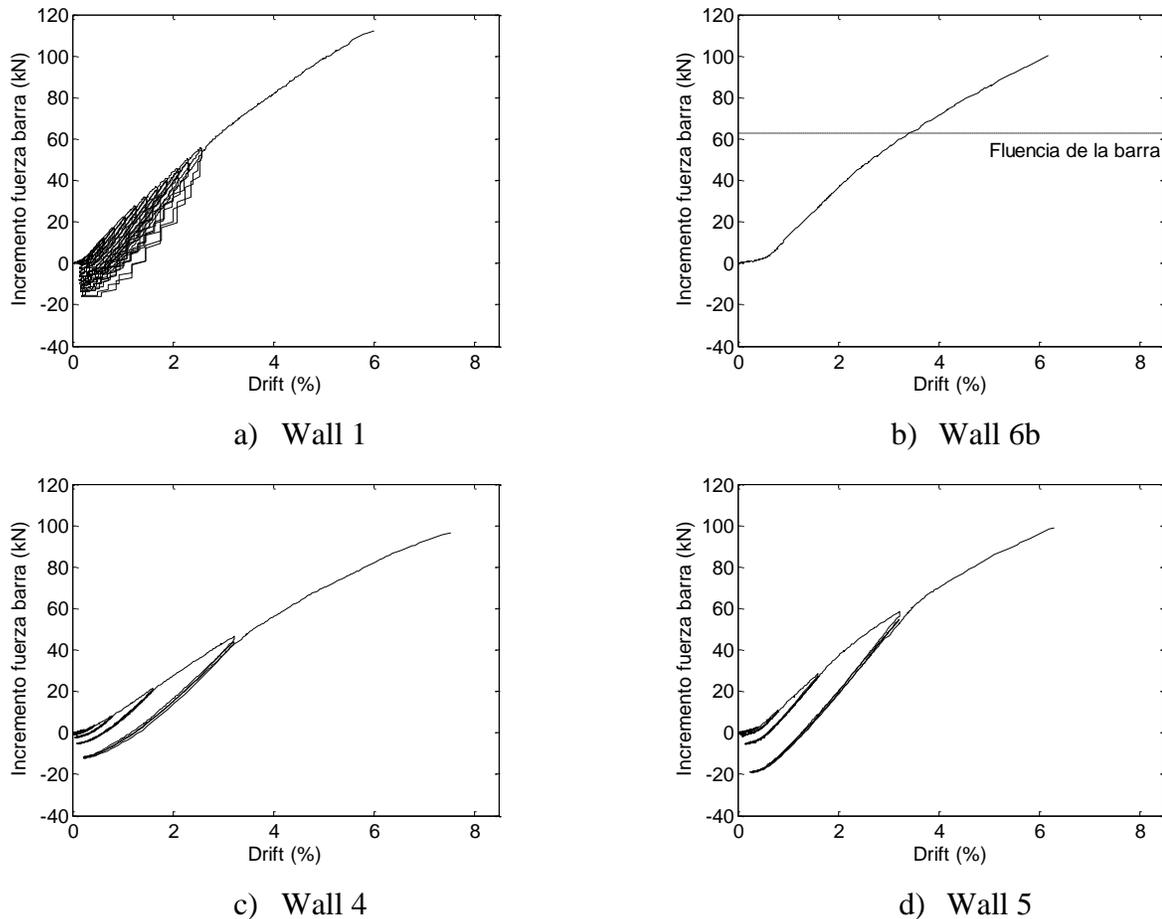


Figura 7.14. Incremento de la fuerza de tensión en la barra sur.

La curva incremento de la fuerza de la barra versus el desplazamiento máximo lateral del muro presenta una tendencia aproximadamente lineal, incluso si se supera el límite de fluencia en las barras de postensado acorde a lo observado para el muro Wall 6b (Figura 7.14b). El efecto del acortamiento elástico y aplastamiento de la albañilería y mortero de pega se observó también en la curva de fuerza de la barra de postensado versus drift máximo lateral del muro, ya que para el ensayo cíclico la curva muestra un comportamiento diferente para la rama descendiente, pero después de la recarga, la curva retorna a su estado original, equivalente al de una prueba monotónica, tal como se puede observar en la Figura 7.14.

7.4.1.4 Patrón de desplazamientos de los muros

Las deformaciones durante la fase elástica del muro se deben primordialmente a los efectos debidos a la flexión del sistema por el conjunto de cargas aplicadas, posteriormente se incurre en el rango inelástico del muro, a partir del cual no se recuperan en su totalidad las deformaciones del muro, donde la deformación lateral del muro se debe al efecto combinado del “rocking”, flexión, deslizamiento de la base, y las deformaciones por cortante del muro. Sin embargo, por las observaciones realizadas en la ejecución de los ensayos de los muros, el "rocking" es el principal factor que determina el desplazamiento lateral total de todos los muros ensayados, porque una vez que el “rocking” aparece, las deformaciones por efectos de la flexión correlacionadas a la curvatura del muro permanecen casi constantes durante la ejecución del ensayo. Como resultado del "rocking", cuando el muro comienza a desplazarse luego que se forma la rótula plástica en su base, el vástago del muro se desvía y comporta casi como un cuerpo rígido, y por lo tanto la variación del desplazamiento con la altura del muro se puede suponer aproximadamente rotacional como base de un cuerpo rígido que gira a partir de su base de forma gradual con la aplicación de la carga. Este efecto puede observarse en los resultados experimentales obtenidos en los ensayos de laboratorio (Figura 7.15), donde el perfil de desplazamiento para cada ciclo de carga es casi lineal, a excepción de la desviación cercana al último estado de carga, donde puede ser apreciar una ligera desviación en la linealidad del perfil de desplazamiento del muro debido al incremento de la deformación del muro por efectos de la flexión (Figura 7.16).

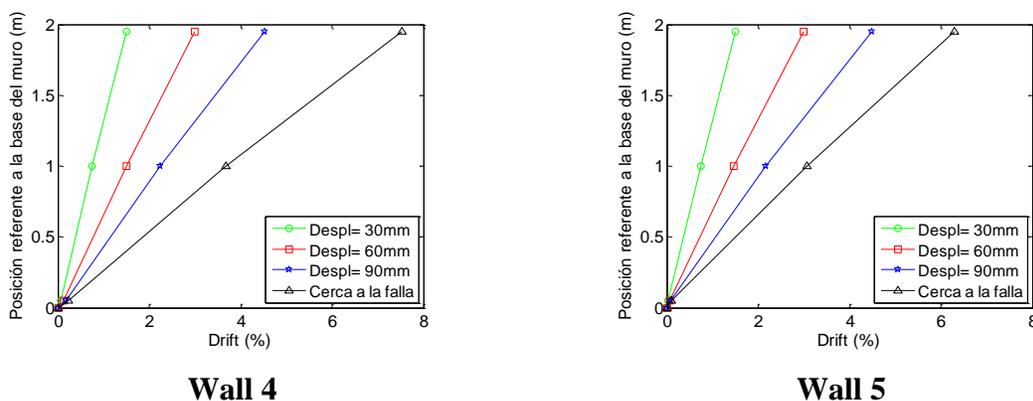


Figura 7.15. Perfil de desplazamiento de los muros en altura.

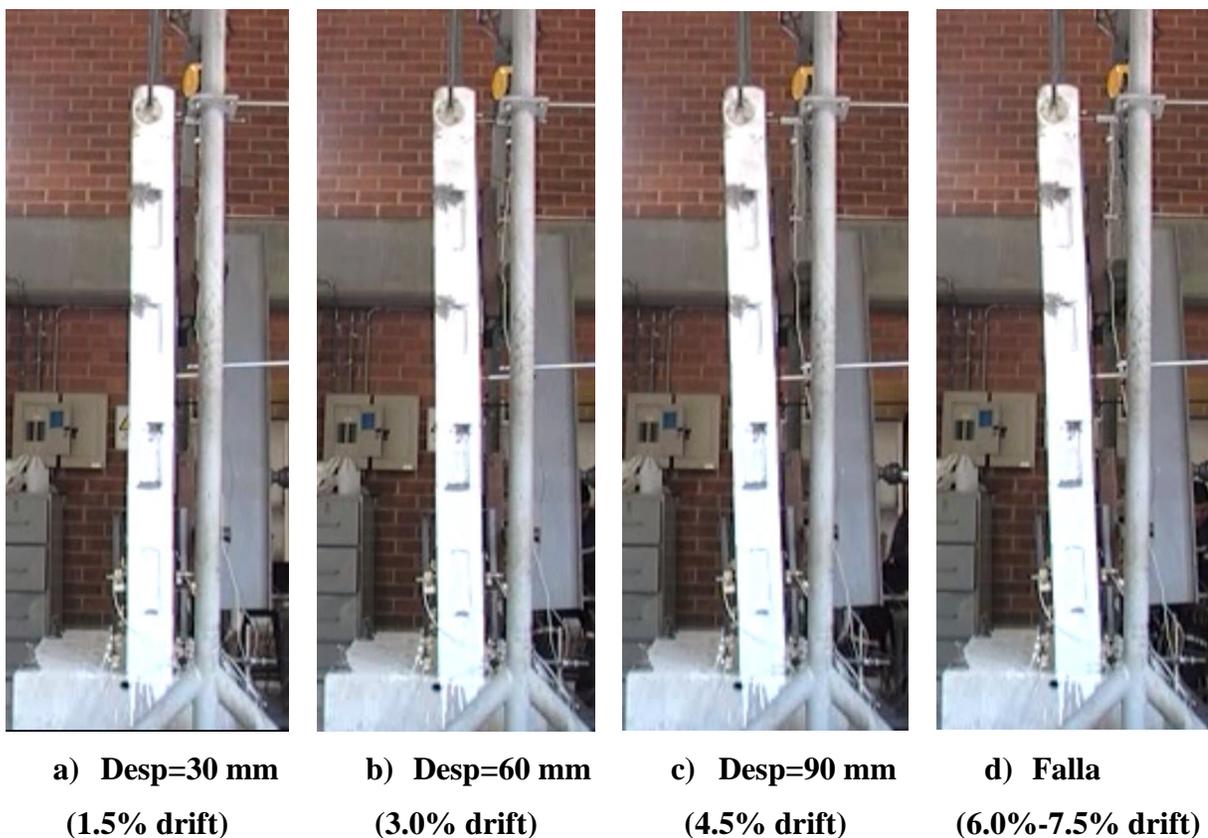


Figura 7. 16. Perfil de desplazamiento observado durante los ensayos.

7.4.2 Resultados en los ensayos de los muros diafragma

Dentro de la ejecución de los ensayos experimentales para los muros diafragma, se obtuvieron patrones de comportamiento experimental muy diferentes de los obtenidos en los muros convencionales de pantalla simple. La primera diferencia radica en la tipología de falla, la cual está asociada a una deficiencia de cortante en la sección, la que se presenta de manera súbita, típico de sistemas estructurales con comportamiento frágil, lo que no es permitido por gran parte de las normas de diseño sísmico estructural. Este tipo de falla fue característico por la aparición de una grieta vertical que se formaba a partir de la parte inferior del muro, sobre las zonas de mayor concentración de esfuerzos cortantes y momentos flectores (Figura 7.17). A partir de la aparición de esta grieta en su parte inferior, se genera la propagación de ella hasta alcanzar zonas cercanas a la parte superior del muro hasta que se produce una pérdida brusca de carga en el sistema estructural que

se traduce en la falla del muro, con algunos desprendimientos de su estructura tal como se observó en algunos de los muros ensayados, mientras que en otros casos se produce el volcamiento total de la estructura ensayada.



Figura 7. 17. Tipología de falla por corte presentada en los muros diafragma ensayados.

Al observar la forma de la falla presentada se concluyó que la causante de la grieta de cortante se debe primordialmente a falta de capacidad de la sección para absorber el flujo de cortante generado por las fuerzas internas de flexión al interior de la sección transversal del muro, y para solucionar este tipo de inconvenientes se propuso intensificar la sección transversal hueca del muro mediante el incremento de área efectiva de su sección transversal con la adición de nuevas unidades de albañilería, con el objetivo de mejorar su capacidad a cortante y evitar que en el futuro se produzca este tipo de falla. Este cambio proporcionó una mayor capacidad resistente de la sección transversal, pero la tipología de falla continua.

7.4.2.1 Curvas carga deformación

Al igual que lo observado en los muros de pared sencilla ensayados, la curva carga-deflexión máxima del muro diafragma presenta un comportamiento que puede ser aproximado a una tendencia bi-lineal en su desempeño (Figura 7.18). La primera fase de comportamiento lineal corresponde a la fase previa a la descompresión del muro sin que se presentara ningún tipo de daño observable a simple vista. Posteriormente a la descompresión del talón del muro se presenta una reducción apreciable en su rigidez hasta alcanzar la falla en su nivel máximo de carga.

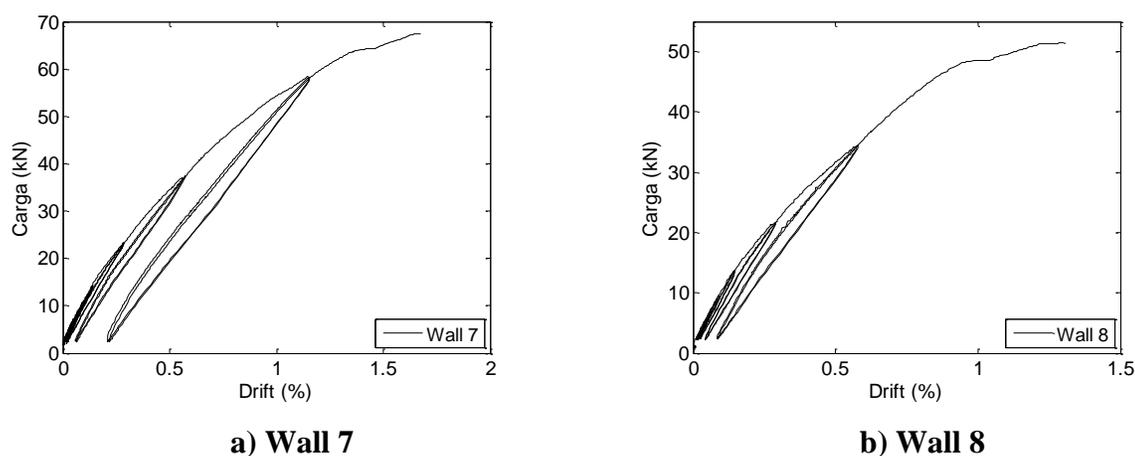


Figura 7. 18. Curva carga-drift máximo del muro.

En cada ciclo de carga-descarga del muro se puede apreciar el efecto de “auto centrado del muro” con muy bajas deformaciones residuales y ciclos histeréticos muy cerrados que están asociados a niveles muy bajos de disipación de energía. Sólo en la falla del muro, el porcentaje de recuperación de las deformaciones es limitado como se puede apreciar en la Figura 7.18, pero se debe específicamente a la tipología de falla presentada y a la pérdida de integridad de la estructura del muro por la falla de cortante observada. Antes de que el muro perdiera su capacidad de carga, se observó para los muros con secciones transversales de sólo dos tabiques divisorios un nivel de deriva entre el 1.3% y el 1.6%. Para los muros con secciones transversales de cuatro tabiques divisorios las derivas obtenidas variaron entre el 3.6% y el 6%. La magnitud del tensionamiento inicial mostró que tenía incidencia en el nivel de capacidad de carga máxima, pero no en los niveles de

deformación alcanzados. Para niveles de tensionamiento inicial de 165 kN, 301 kN y 404 kN, los niveles de capacidad de carga máxima fueron 52 kN, 67 kN y 76 kN respectivamente. Las mediciones indican que los deslizamientos en la base del muro fueron despreciables durante la ejecución del ensayo.

7.4.2.2 Medición de la tensión de las barras

El historial de la fuerza de la barra de postensado versus la carga aplicada a los muros se muestra en la Figura 7.19. Al igual que en los muros de sección simple, la curva muestra un bajo incremento de la carga en las barras antes de que se produzca la decompresión de muro, a partir de este momento, la barra incrementa su tensión de manera clara a medida que se incrementa la carga lateral en el muro ensayado.

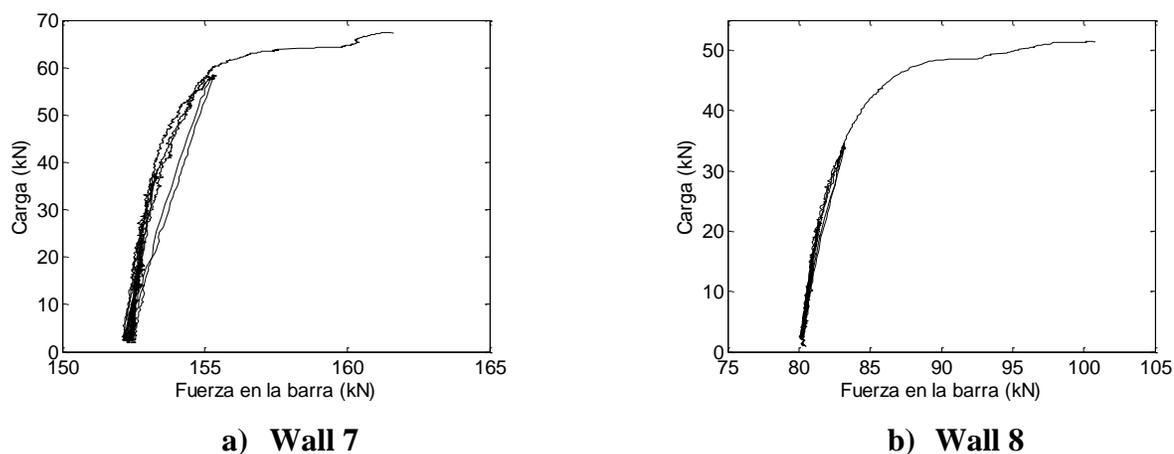
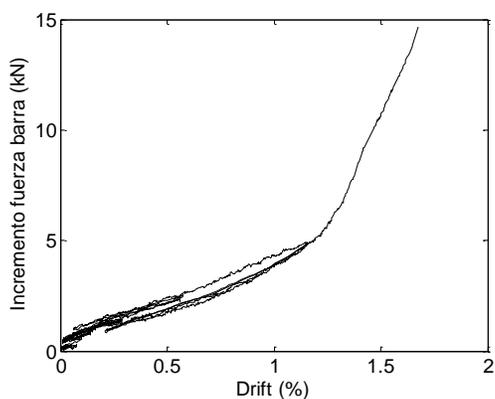


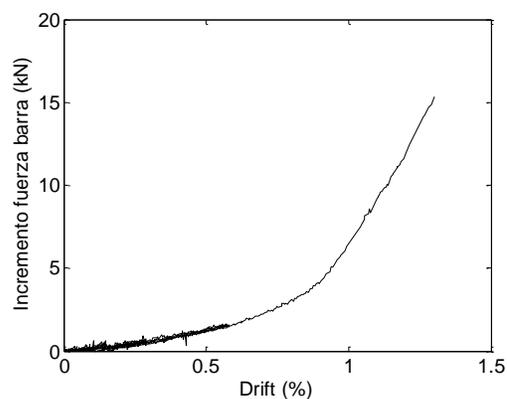
Figura 7. 19. Curva carga-tensión en la barra del muro

Por la simetría del sistema estructural, la localización de las barras de postensado, así como la simetría en la aplicación de las cargas, ambas barras de postensado en el muro presentaron un comportamiento muy similar durante la ejecución del ensayo, y tanto los valores del tensionamiento antes de la decompresión del muro, así como el incremento de tensión luego de la decompresión del muro, fueron muy similares. El nivel de tensionamiento inicial influyó en la carga asociada al estado de decompresión de los muros.

Cuando se grafica la curva de incremento de tensión en las barras de postensado versus el drift desplazamiento lateral máximo del muro, se observa que, a diferencia de las curvas en los muros de configuración en pared sencilla, los muros-diafragma presentan una primera rama de comportamiento lineal de mayor extensión antes de la decompresión del muro (Figura 7.20). Posterior a esta primera fase de la curva se observa que se mantiene la tendencia aproximadamente lineal para el comportamiento del incremento de tensión de la barra posterior a la decompresión de la sección transversal del muro en su base, independiente del comportamiento inelástico observado en esta fase para la curva carga-deformación del muro.



Wall 7



Wall 8

Figura 7. 20. Curva carga drift máximo de desplazamiento lateral

Todo el comportamiento mecánico observado en los muros diafragma, al igual que en la forma de balanceo o “rocking” característica de los muros de pared sencilla evaluado en la primera etapa de este proyecto de investigación, muestra que tanto el comportamiento de la curva carga-deformación, como la curva de carga-fuerza en las barras de postensado es relativamente independiente de la tipología geométrica del muro o de la forma de su sección transversal. Por lo tanto, parte de las formulaciones que se puedan deducir de esta investigación podrían ser extrapoladas a diferentes configuraciones geométricas que se adapten a los diferentes tipos de demandas a las que se verán sometidos estos tipos de muros para diferentes alturas o diferentes tipologías de carga aplicados.

7.5 Tipología de balanceo “rocking” característica de los ensayos.

El “rocking” o balanceo, fue la tipología de comportamiento característica para muros de pared sencilla en voladizo sometidos a esfuerzos de flexión bajo un sistema de cargas de distribución aproximadamente lineal. Esta tipología de comportamiento, también fue predominante en los muros de configuración diafragma ensayados en la segunda etapa experimental de este proyecto de investigación (Figura 7.21). En todos los muros diafragma ensayados, después de haberse producido grandes niveles desplazamientos en el muro y consecuentemente realizar el proceso de descarga, se registró un retorno de la estructura muy cercano a su alineación vertical original, producto del efecto de restitución de las barras o “self-centering”.



Figura 7. 21. Tipología de comportamiento “rocking” generada en el ensayo (Wall 9).

7.6 Ensayos cíclicos y monotónicos

Con el fin de examinar las diferencias entre el comportamiento estructural del muro bajo un protocolo de carga monotónico versus uno cíclico, se construyeron dos muros con propiedades físicas similares. Ambos muros se sometieron a prueba en diferentes condiciones de carga: monotónica (Wall 3) y cíclica (Wall 2). La Figura 7.22 muestra la comparación entre la respuesta carga-desplazamiento del ensayo cíclico y monotónico. La línea punteada muestra la curva de carga-desplazamiento del muro Wall 2 (carga cíclica), y la línea continua representa el comportamiento estructural del muro Wall 3 (carga

monotónica). Como muestra la Figura 7.22 el muro bajo carga monotónica tiene un comportamiento que representa, aproximadamente, la envolvente de la curva bajo condiciones de carga cíclica. Las pequeñas diferencias observadas entre la carga máxima y la deflexión máxima obtenidas se pueden atribuir a la variación de los resultados obtenidos en la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería ($COV > 8\%$).

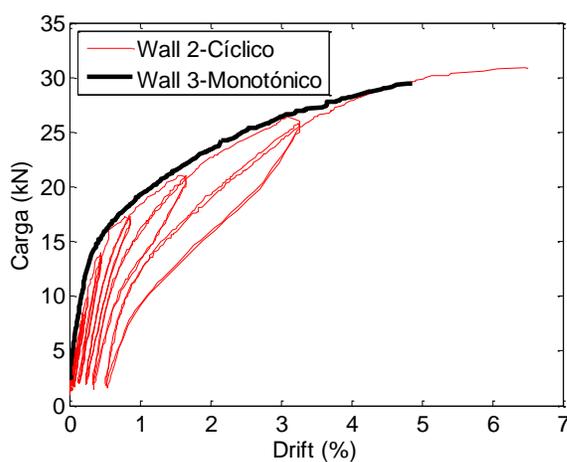


Figura 7. 22. Comparación entre el ensayo monotónico y cíclico.

Adicionalmente, se pudo observar que el desempeño estructural de muros de albañilería postensada en voladizo sin mortero de relleno, y con elementos no adheridos, no tuvo una degradación significativa de su comportamiento mecánico cuando se aplica una carga cíclica fuera del plano, si se compara con el comportamiento de un muro similar sometido a un protocolo de carga monotónica.

7.7 Efecto de la resistencia de la albañilería

Se ha observado, a partir de los resultados experimentales, que la resistencia a la compresión de la albañilería es el parámetro más importante que controla el comportamiento estructural de la albañilería postensada sin mortero de relleno. En el contexto de esta investigación, se estudió la incidencia de la resistencia de la albañilería en el comportamiento mecánico de los muros en voladizo de albañilería postensada. Como se muestra en la Figura 7.23, un incremento en la resistencia de la albañilería en

aproximadamente un 76%, produjo un aumento del 61% en la capacidad última del muro. Por otra parte, no se observaron cambios significativos en la rigidez elástica inicial ni en la deformación final del sistema, con valores de rigidez inicial que variaron de 2.87 kN/mm a 2.31 kN/mm y deformación final de 129 mm a 122 mm, entre el muro 2 y el muro 7 respectivamente.

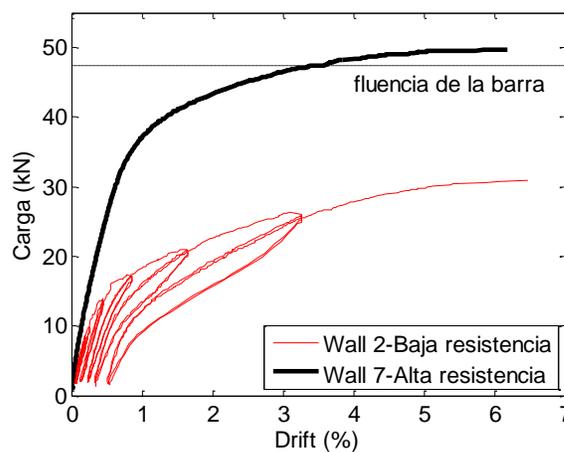


Figura 7. 23. Variación de la curva carga-desplazamiento con la magnitud de la resistencia a compresión del bloque.

7.8 Efecto del tensionamiento inicial

La magnitud del tensionamiento inicial es un parámetro de diseño que mostró un efecto significativo en el comportamiento estructural de los muros de albañilería postensada en voladizo acorde a los resultados experimentales obtenidos. Para su aplicación práctica, la tensión inicial puede verse afectada a largo plazo por diferentes fenómenos como son: la fluencia del acero, la retracción y el acortamiento elástico en la albañilería y el mortero de pega, así como los efectos de la relajación del acero. Estos factores deben ser tenidos en cuenta para hacer una buena elección al momento de seleccionar la magnitud de tensionamiento inicial que se va a aplicar en un muro de albañilería postensada sin relleno de grouting en voladizo. El tensionamiento inicial tiene un impacto directamente proporcional sobre la fuerza de descompresión de este sistema estructural. En las pruebas realizadas, se estudió el efecto de un cambio en los niveles de tensionamiento inicial, con el fin de examinar su incidencia en el comportamiento estructural de la albañilería

postensada. En la Figura 7.24 se observa como el pretensado inicial de la barra para valores entre el $15\%f'_m$ y el $25\%f'_m$ no tienen una influencia significativa en el comportamiento estructural de los muros ensayados. Sin embargo, cuando el tensionamiento inicial se incrementa del $25\%f'_m$ al $35\%f'_m$, se observa un incremento del 21% en su capacidad última de carga y una variación inferior al 3% en su nivel de deformación.

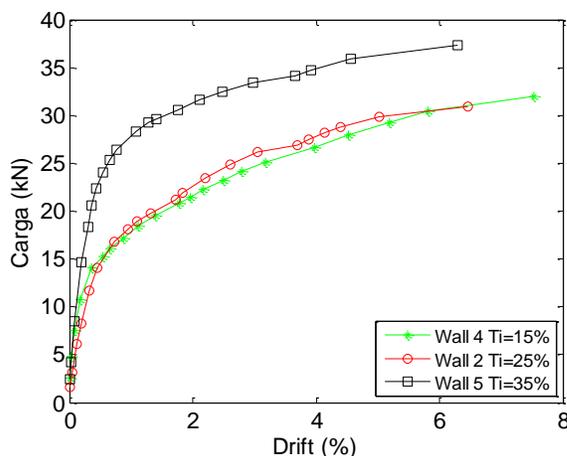


Figura 7.24. Incidencia del tensionamiento inicial

La magnitud de la tensión inicial no tuvo un efecto significativo sobre la rigidez elástica para los diferentes muros ensayados, como puede verse en la Figura 7.24. También se observa que para valores pequeños de pretensado inicial ($15\%f'_m$ y $25\%f'_m$), el comportamiento estructural de los diferentes muros de albañilería postensada en voladizo ensayados es muy similar. Esta observación sugiere la necesidad de una investigación futura que permita identificar este rango de valores de tensionamiento inicial para el cual las diferencias en el desempeño estructural de los muros de albañilería sean insignificantes. Un aumento en el tensionamiento inicial genera una disminución gradual del desplazamiento máximo para el estado último, y muy poco incremento de su capacidad máxima de resistencia a la flexión.

7.9 Rigidez elástica e inelástica en la falla

La rigidez secante se calculó como la relación entre la fuerza y el desplazamiento para los máximos niveles de carga alcanzados en cada ciclo de carga. Este parámetro se normalizó respecto al valor de la rigidez elástica inicial que fue obtenida como el promedio de la rigidez asociada a los tres primeros ciclos de carga para cada muro ensayado. La Tabla 7.5 muestra los valores de rigidez elástica obtenida para todos los muros ensayados.

Tabla 7. 5. Rigidez elástica inicial

Muro	F_{max} (kN)	D_{max} (mm)	F_{max}/D_{max} (kN/mm)	K_{elastic} (kN/mm)
Wall-1	35.9	107.6	0.33	6.46
Wall-2	30.9	128.8	0.24	2.87
Wall-3	29.5	100.6	0.29	2.04
Wall-4	32.0	148.6	0.22	5.51
Wall-5	37.3	125.6	0.30	5.89
Wall-6	37.6	122.6	0.31	5.38
Wall-7	49.7	121.9	0.41	2.31

A pesar de los bajos niveles de daño para los grandes niveles de desplazamiento observados en los ensayos, se estableció que la rigidez secante disminuye rápidamente con el aumento de la deriva posterior a cada ciclo de carga (Figura 7.25). Para una deriva del 1.0% (20 mm) se espera una rigidez secante entre el 20% y el 40% de la rigidez elástica inicial, similar a lo observado por Ismail e Ingham (2012). La degradación de la rigidez se atribuye principalmente al deterioro y deformación permanente de la albañilería y el mortero de pega, que se genera en cada ciclo de carga-descarga del sistema.

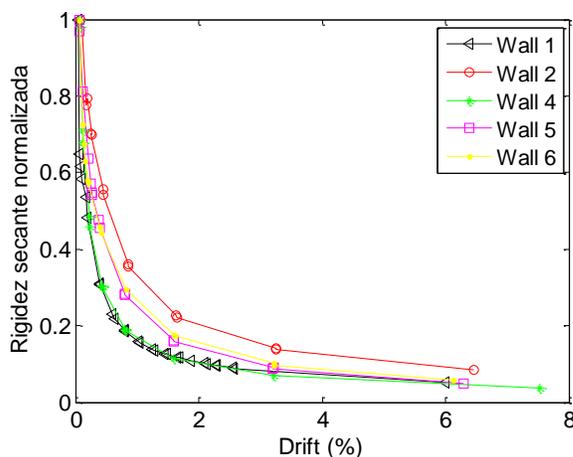


Figura 7. 25. Reducción de la rigidez normalizada.

7.10 Reducción de la fuerza en las barras

La magnitud de la fuerza en las barras disminuye ligeramente durante cada ciclo de carga-descarga, a consecuencia del acortamiento inelástico en la albañilería y el agrietamiento del muro. Como puede verse en la Figura 7.26, se produce una pérdida de la fuerza de tensionamiento en las barras cuando se retira la carga en todos los muros ensayos mediante carga cíclica, esta pérdida de tensión es más significativa para derivas mayores al 0.5% (10 mm). Se puede observar en la Figura 7.26 que hay una mayor pérdida en el nivel de tensionamiento para los muros construidos con bloques de alta resistencia, si se compara con los bloques de baja resistencia. Del mismo modo, no hay una clara tendencia entre la relación entre el tensionamiento inicial y la reducción de la fuerza en las barras de postensado para cada ciclo de carga, dado que la pérdida residual de tensionamiento depende de factores tales como, el acortamiento elástico y el agrietamiento de la albañilería.

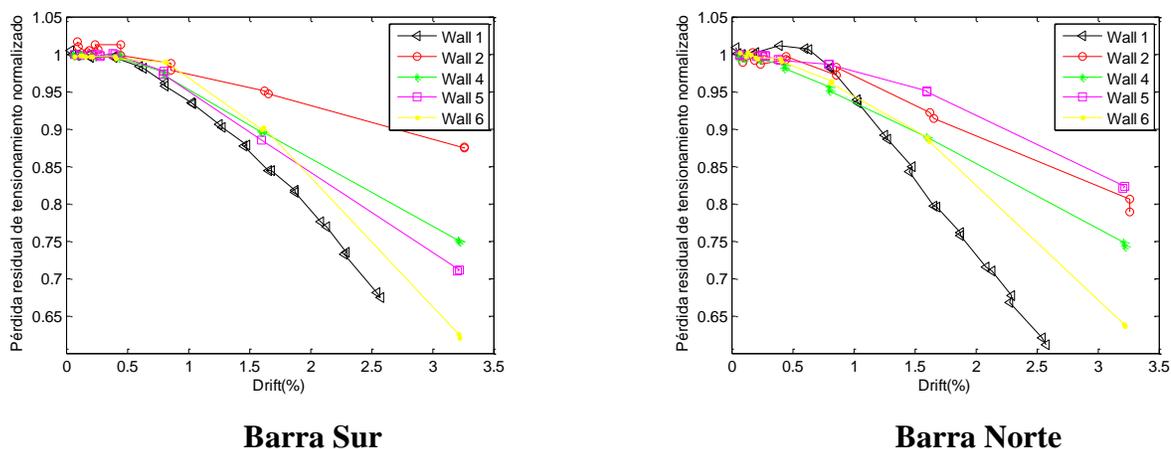


Figura 7. 26. Pérdida residual de tensionamiento en las barras de postensado.

7.11 Desplazamiento residual

Con el objetivo de estudiar el desplazamiento residual obtenido experimentalmente en los muros en voladizo de albañilería postensada sin mortero de relleno, el desplazamiento residual se calculó midiendo el desplazamiento lateral superior de la pared con relación a la posición original de la pared antes del inicio del ensayo. En la Figura 7.27 se muestra el desplazamiento residual generado en cada ciclo de carga y se puede observar que son relativamente bajos debido al fenómeno de "auto-centrado" del muro gracias a la energía elástica almacenada por las barras de postensado en cada ciclo de carga. Para cada incremento de desplazamiento, se registró un aumento aproximadamente lineal en el desplazamiento residual, y se observó un promedio de desplazamiento residual de 1.8 mm para una deriva de 0.25% (5 mm) y de 5.5 mm para una deriva de 3.2% (64 mm). Sólo en el muro WP-2, se observaron mayores niveles de desplazamientos residual, por encima de los promedios mencionados anteriormente, que se asocia a una grieta vertical causada inicialmente durante el proceso de tensionamiento del muro.

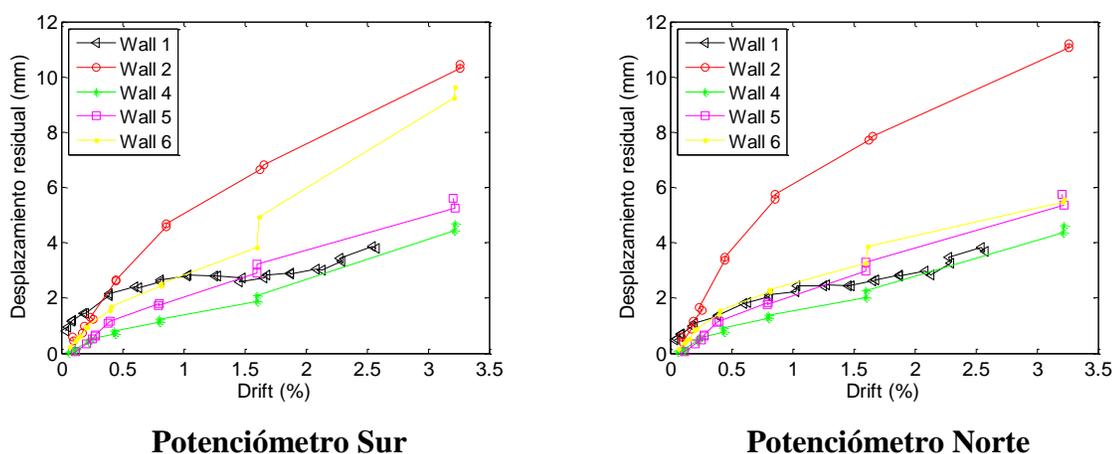


Figura 7. 27. Desplazamiento residual.

7.12 Resultado análisis códigos de diseño

Las ecuaciones propuestas por los principales códigos de albañilería postensada se utilizaron para predecir el comportamiento de los muros ensayados, y de esta forma comparar con los resultados experimentales obtenidos. Los cálculos se desarrollaron despreciando la resistencia a la tracción entre la unión de la albañilería y el mortero de pega. La British Standards Institution publicó los primeros requisitos del código para el diseño de albañilería de postensada en el año 1985 (Schultz y Scolforo, 1991), y muchas de las expresiones recopiladas en este primer código fueron tomadas de los códigos de diseño para albañilería y hormigón postensado empleados en ese momento. En la mayoría de los códigos se propone una metodología donde el comportamiento mecánico de la albañilería postensada se rige por el mecanismo de “rocking” y se supone una longitud equivalente de plastificación debido a la formación de una rótula plástica en la zona de mayor demanda a esfuerzos de flexión.

En el estado final de falla del elemento estructural, la distribución de tensiones en la cara de compresión del muro se comporta de manera no-lineal, de acuerdo con las recomendaciones de los códigos de albañilería postensada estudiados. Para determinar la distribución de tensiones en la zona de compresión de la sección transversal del muro se

supone una distribución rectangular de tensiones acorde a la propuesta de Whitney (1937), y cada código recomienda diferentes valores de los parámetros del bloque de presiones de manera empírica. Las expresiones dadas por los códigos se basan principalmente en el alargamiento del cable debido a la formación de una rótula sobre la parte media del muro cuando se presenta la condición de simplemente apoyada. Dentro del alcance de este estudio se encuentra también el análisis de la aplicabilidad de la expresión del código para predecir el comportamiento a flexión de los muros en voladizo de albañilería postensada sin mortero de relleno.

A pesar de que todos los códigos utilizan la misma expresión para calcular el momento último de diseño, la fórmula empleada para calcular la tensión de rotura del tendón por cada código es diferente. La Tabla 7.6 proporciona un resumen de las diversas expresiones para estimar la tensión del cable en el estado último empleadas por algunos de los códigos de albañilería postensada de mayor importancia a nivel mundial. Por razones de coherencia, algunos símbolos en las ecuaciones siguientes han sido modificados de la fórmula original para proporcionar una notación estándar y evitar confusiones a la hora de comparar las expresiones.

Tabla 7. 6. Expresiones para calcular el nivel de tensionamiento último en los cables o barras de postensado.

Código	Ecuación	β_1	β_2
Británico (BS5628-2, 2005)	$f_{pu} = f_{pe} + 700 \left(\frac{d}{L}\right) \left[1 - 1.4 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d}\right]$ (MPa)	0.50	1.00
Australiano (AS 3700, 2011)	$f_{pu} = f_{pe} + 700 \left(\frac{d}{l_p}\right) \left[1 - 0.7 \frac{f_{pu} A_{ps}}{f'_m b d}\right]$ (MPa)	1.10	0.85
USA (MSJC, 2013)	$f_{pu} = f_{pe} + 0.03 \left(\frac{E_{ps} d}{L}\right) \left(1 - 1.56 \frac{f_{ps,u} A_{ps}}{f'_m b d}\right)$	0.80	0.80
Canadiense (CSA, 2014)	$f_{pu} = f_{pe} + \frac{E_{ps}}{25L} \sum_{n_p} (d - c)$	0.85	0.80

Donde f_{pu} corresponde al esfuerzo de tensionamiento de la barra en el estado último, f_{pe} el esfuerzo de tensionamiento inicial de la barra, A_{ps} el área de la sección transversal del refuerzo de postensado, E_{ps} el módulo de elasticidad del acero de postensado, L la longitud del refuerzo de postensado, d la profundidad centroidal del acero de refuerzo, c la profundidad del eje neutro, y b, d las dimensiones de la sección rectangular equivalente.

Las ecuaciones de la Tabla 7.6 son el principal insumo para la predicción del comportamiento a flexión de los elementos de albañilería postensada en estado último, el resultado de los cálculos mediante estas expresiones es un factor determinante para estimar la capacidad de flexión última correctamente. La Tabla 7.7 muestran un resumen de los resultados obtenidos en el cálculo de la tensión última de cada barra de postensado y a partir de este valor y la configuración geometría de la sección transversal del muro se calcula el momento resistente de la sección.

La primera ecuación que se utiliza para hacer la predicción establece que se debe satisfacer el equilibrio de las fuerzas internas en el estado último de la sección, mediante la ecuación 7.1

$$A_{ps}f_{ps} = \beta_1 f'_m ab = \beta_1 \beta_2 f'_m bc \quad (7.1)$$

Una vez se ha establecido el equilibrio de fuerzas en la sección transversal del muro, el enfoque común para predecir la capacidad última resistente del muro está dado entonces por la ecuación 7.2:

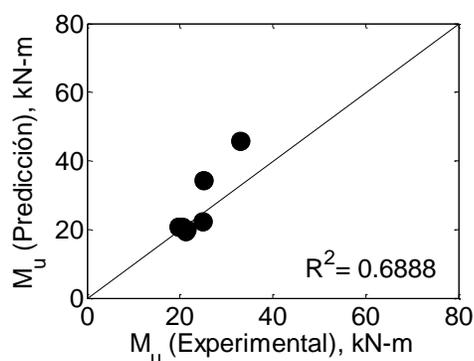
$$M_u = \beta_1 \beta_2 f'_m bc \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{pu} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (7.2)$$

Para secciones huecas sin lechada presentes en todas las pruebas realizadas en este estudio, el equilibrio de fuerzas, el punto de aplicación de las fuerzas resultantes, y su magnitud, se hizo de acuerdo con las leyes de la mecánica de materiales, y el momento de diseño final se calcula de manera equivalente a lo que se expresa en la ecuación 7.2.

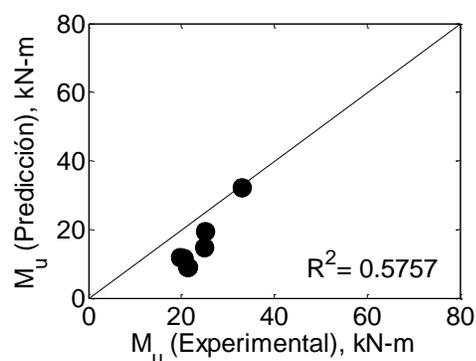
Tabla 7. 7. Resumen de los resultados obtenidos mediante cálculos con expresiones de los códigos.

Muro	Experimental	Mu Predicción (kN*m)				Mu Predicción/ Mu Experimental			
		BS 5628	AS 3700	MSJC 2013	CSA 2014	BS 5628	AS 3700	MSJC 2013	CSA 2014
Wall-1	21.5	9.0	9.9	19.9	22.3	0.42	0.46	0.93	1.04
Wall-2	20.6	11.7	13.1	20.7	22.7	0.57	0.64	1.00	1.10
Wall-3	19.7	11.8	13.3	20.7	22.7	0.60	0.68	1.05	1.15
Wall-4	21.3	9.1	10.0	19.4	22.0	0.43	0.47	0.91	1.03
Wall-5	24.9	14.8	19.0	22.2	23.9	0.59	0.76	0.89	0.96
Wall-6a	25.1	19.3	20.4	34.2	40.2	0.77	0.81	1.36	1.60
Wall-6b	33.1	32.2	35.5	45.8	51.5	0.97	1.07	1.38	1.56
Media						0.62	0.70	1.08	1.21
Desv. Est						0.20	0.21	0.21	0.26
COV (%)						31.39	30.41	19.59	21.72

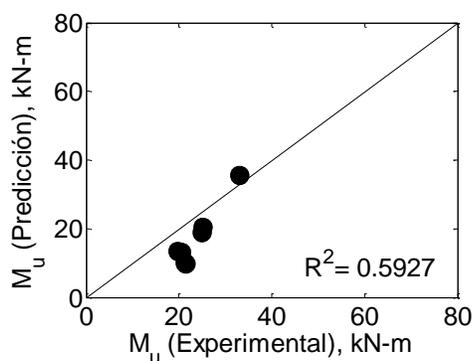
En los resultados de la Tabla 7.7, se puede observar que ninguna de las disposiciones de los códigos internacionales coincide exactamente con los resultados experimentales obtenido en los muros ensayados. Los códigos TMS 402-2013 y CSA-2014 proporcionan una buena aproximación con los resultados experimentales en muros de baja resistencia, las predicciones para muros con albañilería de alta resistencia sobreestiman los resultados experimentales. Los códigos, BS5628 y AS3700 proporcionan resultados que difieren significativamente de los resultados experimentales, tanto para muros con albañilería de alta y baja resistencia, pero sus predicciones muestran una tendencia claramente conservadora (Figura 7.28). En la Figura 7.28 líneas rectas con un ángulo de inclinación de 45° representan una correspondencia perfecta entre los datos teóricos y experimentales.



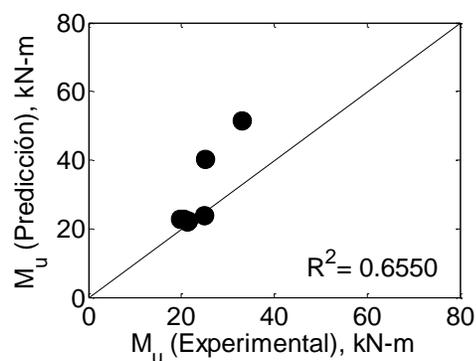
a) TMS (2013)



b) BS 5628 (2005)



c) AS 3700 (2011)



d) CSA (2014)

Figura 7. 28. Resumen gráfico de los resultados obtenidos con las expresiones de los códigos.

Si se comparan estos valores obtenidos y se hace una analogía con las propiedades mecánicas de los materiales de construcción de uso común en la práctica de ingeniería y las propiedades físicas de los materiales de relleno de gran uso tanto en países industrializados como en países en vía de desarrollo, este sistema estructural en muros de mampostería postensada sin relleno de grouting se podría implementar para muros de contención en su configuración sencilla hasta alturas de 3.5 m con un factor de seguridad adecuado en su capacidad estructural, y para muros de hasta 5.5 m de altura en la configuración diafragma empleada para los ensayos desarrollados en esta investigación.

8. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos al concluir las fases experimental y analítica de este proyecto permitieron resolver la mayoría de los interrogantes formulados al inicio de la investigación. Se realizó un análisis del comportamiento a flexión de la albañilería postensada sin relleno de grouting sobre elementos tipo viga y muros en voladizo, con carga fuera del plano, contribuyendo a disminuir los vacíos de conocimiento planteados al inicio del proceso de formación doctoral, así como al desarrollo de nuevos procedimientos de diseño simplificado para esta tipología estructural y su eventual aplicación en obras de infraestructura vial. De igual forma, se han identificado nuevos desafíos dentro de esta área de conocimiento que se espera sean desarrollados en el mediano plazo para dar continuidad al trabajo en esta línea de investigación. Cada uno de los capítulos de la tesis fue formulado con el objetivo de contribuir específicamente a la solución de un problema en concreto, y de esta forma obtener información relevante para la comprensión del comportamiento mecánico de un prototipo a escala real para un muro de contención de suelo.

Las principales conclusiones de este estudio son:

- La albañilería postensada sin relleno de grouting es una alternativa de construcción técnica y económicamente viable que ofrecen diferentes beneficios si se compara con la albañilería postensada con relleno de grouting, entre ellos: adecuada resistencia, fácil y rápida construcción, bajo mantenimiento, bajos costos de construcción. Las diferentes investigaciones desarrolladas a la fecha sobre la albañilería postensada muestran entre sus ventajas técnicas: incremento de su carga de agrietamiento y capacidad de carga, menores deflexiones, ductilidad aparente, alta recuperación de la deformación al descargar, incremento de la resistencia cortante, fácil reparación posterior a la falla, entre otras.

- Luego de evaluar experimentalmente el comportamiento mecánico de bloques huecos prefabricados de concreto liviano ante cargas de compresión, obteniendo la historia de carga-deformación y los principales parámetros que controlan el comportamiento de las unidades de albañilería y observar la similitud en los resultados experimentales obtenidos con las tendencias observadas en el concreto convencional no reforzado, se ha adaptado la expresión propuesta por Popovics (1973) para evaluar el comportamiento normalizado a compresión del concreto, para ser empleada en el caso de los bloques prefabricados de concreto. Los tres niveles de resistencia a la compresión evaluados, permitieron identificar la necesidad de emplear modelos analíticos que involucren la variación de la resistencia a la compresión. La expresión propuesta por Popovics (1973) cumple con este requerimiento. A partir de esto, se establecieron nuevas correlaciones empíricas para obtener los parámetros correspondientes al desempeño estructural observado en los bloques de concreto. Lo anterior constituye una herramienta útil para el diseño de estructuras de albañilería bajo criterios basados en el desempeño estructural.
- Los resultados obtenidos en los ensayos de compresión uniaxial sobre bloques de concreto evidencian que tanto para el concreto convencional, como para los bloques prefabricados, la curva esfuerzo-deformación unitaria es dependiente de la magnitud de su resistencia a la compresión uniaxial, y que, aunque el proceso constructivo de ambos materiales difiere, su desempeño estructural bajo cargas de compresión uniaxial es similar.
- Los resultados experimentales sobre bloques prefabricados de concreto sometidos a esfuerzo de compresión uniaxial, muestran que la mejor correlación lineal entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión de la unidad de albañilería se ve reflejada en la expresión $E_b = 450f'_b$. Aun así, la tendencia de la curva de correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia de la unidad de bloque observada en los ensayos de laboratorio, no corresponde a una relación perfectamente lineal, la que es aceptada por la mayoría de los códigos de albañilería.

- El modo de falla predominante de las unidades de albañilería bajo compresión uniaxial ensayadas se caracteriza por la conformación de una grieta de corte diagonal, que se produce principalmente por una combinación entre la baja esbeltez del bloque y el confinamiento lateral generado por las placas de acero que se emplean para la distribución uniforme de la carga aplicada al bloque.
- La forma de la curva esfuerzo-deformación de la unidad de albañilería depende principalmente de su capacidad máxima de resistencia a la compresión, para bajas resistencias la curva tiene la forma de un segmento parabólico y para resistencias altas esta forma se cambia por una curva en forma de “S”.
- La curva de esfuerzo-deformación bajo carga uniaxial de la unidad de albañilería mostró un comportamiento elástico-lineal hasta aproximadamente un 30% de su máxima capacidad a la compresión y una buena correlación analítica con base a la expresión propuesta por Popovics (1973) para hormigón simple.
- Los elementos de contacto tienen una gran incidencia en el desempeño mecánico de la albañilería, tanto en la curva esfuerzo-deformación unitaria, como en la tipología de falla de su patrón de agrietamiento.
- El patrón de agrietamiento de los prismas ensayados para los diferentes elementos de contacto muestra la alta incidencia de la relación de Poisson del material en la tipología de falla de la probeta.
- Los elementos más propicios para ser implementados como contacto en aplicaciones prácticas de albañilería postensada, tanto por sus propiedades mecánicas como por sus condiciones de trabajabilidad son: la lechada y el mortero convencional, por su relación costo/beneficio con respecto a los demás elementos de contacto estudiados, sin embargo, es necesario el desarrollo de un estudio más detallado sobre la incidencia este elemento de contacto ante otras sollicitaciones diferentes a esfuerzos de compresión uniaxial tal como son los esfuerzos de cortante y de flexión.
- Una nueva expresión analítica basada en la teoría de la mecánica de sólidos fue propuesta para predecir el incremento de tensión en la barra de postensado sobre vigas de albañilería postensada simplemente apoyadas sin relleno de grouting. Esta nueva

expresión cumple con los principios básicos de: equilibrio, compatibilidad de deformaciones y la relación esfuerzo-deformación del material constitutivo, tanto para el rango elástico como para el comportamiento inelástico de la viga, la cual ha sido validada a través de un conjunto de resultados experimentales a escala real en vigas de albañilería postensada en vigas de albañilería de concreto que son parte de esta investigación, así como de datos recopilados de la literatura científica sobre vigas de albañilería de arcilla.. Esta nueva ecuación proporciona un recurso sencillo para el diseño simplificado de elementos de albañilería postensada sometidos a esfuerzos de flexión, y ofrece una mejor predicción de los resultados experimentales cuando se compara con las expresiones que actualmente proporcionan los principales códigos de albañilería postensada a nivel mundial. Para establecer la validez de esta nueva metodología se consideraron varias fórmulas de diseño para elementos no adheridos, disponibles en diferentes códigos de albañilería postensada (Estados Unidos, Australia, Gran Bretaña, Canadá y Nueva Zelanda). Entre las ecuaciones de código analizadas, la propuesta por el código MSJC-2013 proporcionó los mejores resultados respecto a los valores obtenidos en la etapa experimental, seguido por la expresión brindada por el código CSA S304.1. El resto de las ecuaciones establecidas en los demás códigos analizados ofrecieron predicciones pobres del incremento de tensión. Se necesitan más investigaciones para verificar la aplicabilidad de la expresión propuesta en otras tipologías estructurales, como son muros con carga en o fuera del plano.

- Las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting muestran grandes ventajas en su proceso constructivo respecto a sistemas estructurales similares con relleno de grouting, proporcionando una reducción aproximada del 65% de los tiempos de construcción y en más del 50% en los tiempos muertos requeridos cuando se compara con vigas similares de albañilería postensada con relleno de grouting. Adicionalmente, su nivel de capacidad estructural frente a la aplicación de esfuerzos de flexión, mostró niveles de carga y deformación similares a los observados en vigas de albañilería

postensada con relleno de grouting, gracias a las ventajas otorgadas por la guía proporcionada al cable de postensado.

- La incorporación de un elemento restrictivo sobre la barra de postensado sobre el centro de la luz para vigas de albañilería postensada, incrementan en un 250% su desempeño mecánico cuando se compara con vigas similares sin ningún tipo de elemento restrictivo, al mismo tiempo que optimiza sus niveles de deformación al incrementarlos en un valor cercano al 400%. De esta forma, las vigas de albañilería postensada sin relleno de grouting se convierten en una alternativa con un desempeño estructural comparable en términos de resistencia y deformación a vigas similares de albañilería con relleno de grouting o de hormigón postensado.
- La mayoría de las vigas ensayadas tuvieron una falla característica por flexión identificada por el aplastamiento sobre la zona de compresión del bloque de concreto en la porción de mayor demanda de momento flector en la viga. Otro número reducido de vigas tuvieron una falla característica de cortante con presencia de grietas inclinadas sobre la zona cercana a los extremos de la viga. El elemento de contacto empleado entre la unión de las unidades de albañilería fue también determinante en la tipología de falla de la viga, así como su capacidad máxima tanto de resistencia como de deformación. Cuando se prescindió del elemento de contacto y se construyeron las vigas bajo un contacto en seco, así como cuando no se dejó endurecer adecuadamente el elemento de contacto para la ejecución del ensayo, se presentó una falla característica denominada “falla por flujo de corte” que se caracterizaba por la formación de un par de grietas horizontales formada sobre dos bloques de concreto contiguos que se iban propagando en direcciones opuestas.
- La curva carga-deformación de las vigas ensayadas presenta una tendencia curva que puede ser aproximada a una expresión multi-lineal que está gobernada por diferentes fases de comportamiento, cada una de estas fases está delimitadas por una serie de fenómenos físicos que marcan el cambio en el desempeño estructural de la viga, estos fenómenos están representados conceptualmente por: la descompresión de los bloques, el inicio del aplastamiento en la integridad de los bloques de concreto, la

máxima capacidad de carga en la viga y la falla del elemento estructural. La tendencia en la curva tensión en el cable versus la carga aplicada a la viga presenta un comportamiento similar al observado en la curva carga-deformación, y se observa que está gobernada por los mismos puntos de cambio debido a la misma serie de fenómenos físicos.

- La curva incremento de tensión versus deformación máxima de los elementos de albañilería postensada ensayados muestra una tendencia muy lineal a lo largo de todo el ensayo, tanto para la fase de comportamiento elástico como para la fase de comportamiento no-lineal de la viga, incluso cuando se supera el límite de fluencia en las barras de acero postensado. La tendencia en el comportamiento de esta curva es muy similar para elementos con diferente nivel de tensionamiento inicial, observándose que la diferencia en el nivel de tensionamiento para ambos elementos prevalece incluso hasta para niveles cercanos a la falla. Esta tendencia lineal tanto para el rango de comportamiento elástico como inelástico de la viga, puede servir en la simplificación de las expresiones de diseño para este tipo de elementos estructurales.
- Cuando se normaliza la curva carga-deformación de las vigas ensayadas, se observa la formación de dos diferentes familias en las tendencias de las curvas que difieren entre ellas por la excentricidad del cable. Las vigas con menor excentricidad en su cable presentaron una mayor pendiente en su tramo elástico y una menor capacidad de deformación, a diferencia de las curvas con mayor excentricidad que presentaron una menor pendiente en su tramo elástico y una mayor capacidad de deformación.
- El parámetro más importante que afecta a la capacidad de carga máxima en elementos de albañilería postensada sometidos a flexión es la resistencia a la compresión de la albañilería. Sin embargo, el cambio de la resistencia en la albañilería no tuvo un efecto significativo sobre la deflexión final del sistema.
- Para los ensayos a flexión realizados en diferentes elementos de albañilería postensada sin relleno de grouting, se pudo observar que la curva carga-deformación puede simplificarse aproximadamente a una relación tri-lineal: un primer tramo de la curva correspondiente a la zona elástico-lineal hasta que se produce la descompresión de los

bloques, seguida de una región con una importante degradación de la rigidez hasta que se genera el agrietamiento de los bloques, seguida de una última región con muy baja rigidez hasta que se alcanza la máxima capacidad a flexión del elemento estructural.

- Los ensayos a escala real en muros de albañilería postensada de concreto en voladizo sin mortero de relleno, mostraron que este sistema estructural es capaz de soportar grandes desplazamientos laterales con pequeños daños estructurales, los cuales son limitados a una porción muy pequeña del muro, mostrando su potencial para ser utilizado en la construcción de muros con cargas aplicadas fuera del plano.
- La albañilería postensada sin relleno de grouting exhibió una gran capacidad de deformación con derivas cercanas al 7% y una alta capacidad de carga antes de su falla. Durante la ejecución de los ensayos no se evidenciaron grietas a simple vista para los ciclos de desplazamiento cercanos al 85% de su capacidad de carga máxima, y los daños fueron concentrados sobre una pequeña porción del elemento estructural en la zona de máximo momento flector.
- El "rocking o balanceo" fue el tipo de comportamiento predominante sobre todos los muros en voladizo de albañilería postensada sin relleno de grouting ensayados. Este comportamiento estaba precedido por el fenómeno de auto centrado de los especímenes ensayados, es decir, después de quitar la carga sobre los muros ensayados, éstos retornaban a un estado muy cercano a su posición original. Como resultado del fenómeno de "balanceo", los muros al deformarse lateralmente bajo los efectos de la aplicación de la carga se comportaron como un cuerpo rígido, con una variación del desplazamiento en la altura que se puede asumir lineal, donde las deformaciones por efectos de flexión y cortante son casi despreciables respecto a las deformaciones producidas por el "balanceo" en la base del muro.
- La rigidez secante de los elementos sometidos a esfuerzo cíclicos de flexión de albañilería postensada desciende significativamente para cada incremento cíclico de desplazamiento, con reducciones entre el 60% y 80% para derivas del 1%. Este fenómeno se atribuye principalmente al efecto de separación de las unidades de albañilería, seguido en segundo plano por el agrietamiento y deformación permanente

de las unidades de albañilería y mortero de pega que se generan y son acumulativas para cada ciclo de carga.

- Durante los ensayos cíclicos sobre elementos de albañilería postensada sin relleno de grouting se observó una baja capacidad de disipación de energía caracterizada por ciclos de carga-descarga estrangulados (“pinching”). Tanto los resultados de las pruebas de carga monotónica y la envolvente del ensayo cíclico en vigas de características similares mostraron un comportamiento mecánico similar, comprobando el buen desempeño estructural de este sistema bajo condiciones de cargas dinámicas. El desplazamiento residual generado luego de cada ciclo de carga-descarga sobre los especímenes ensayados fueron relativamente bajos, lo que evidencia la efectividad del mecanismo de "autocentrado" para este tipo de estructuras. Para cada incremento de desplazamiento lateral sobre los muros en voladizo ensayados, se observó un incremento aproximadamente lineal sobre el desplazamiento residual del muro.
- La respuesta ante cargas cíclicas y monotónicas en términos de carga-desplazamiento es muy similar para los diferentes elementos de albañilería postensada ensayados. La curva monotónica es muy cercana a la envolvente del ensayo cíclico para elementos equivalentes.
- Durante el constante proceso de monitoreo de la fuerza en la barra de postensado para todas las pruebas experimentales, se encontró que las barras tuvieron un muy bajo incremento en su fuerza con el incremento de la carga aplicada antes de la descompresión del elemento estructural, incrementos inferiores al 5% del incremento total de su fuerza, asimismo, inmediatamente se produce la descompresión entre las unidades de albañilería la fuerza en la barra de postensado se incrementa significativamente. Del mismo modo, se pudo observar una tendencia con una muy buena aproximación lineal entre el incremento de la fuerza de la barra de postensado y el máximo desplazamiento del elemento estructural, tanto para el rango elástico como para el comportamiento inelástico del espécimen.

- En base a las observaciones realizadas en este estudio para los elementos de albañilería postensada sin relleno de grouting sometidos a cargas de flexión, las expresiones proporcionadas por los códigos MSJC-2013 y CSA-2014, aunque no predicen con exactitud la capacidad última a flexión de los elementos de albañilería postensada sin relleno de grouting, son las que mejor correlación muestran cuando se comparan con los resultados experimentales.

9. INVESTIGACIONES FUTURAS

Esta sección pretende destacar algunas potenciales líneas de investigación futuras derivadas durante el desarrollo de este trabajo de tesis doctoral, con miras a establecer un punto de partida para otros investigadores que pretendan continuar el desarrollo científico en esta área. Dentro de las temáticas de investigación que se plantean en esta tesis se hace una clasificación por áreas temáticas:

9.1 Materiales y componentes

- A partir de los resultados experimentales obtenidos tanto para las vigas como para los muros en voladizo ensayados bajo cargas de flexión, se observó que la resistencia de albañilería es uno de los parámetros más importantes que influye en el desempeño mecánico de la albañilería postensada sin relleno de grouting, es por esta razón, que se genera la necesidad de establecer una nueva metodología simplificada para determinar el valor óptimo de la resistencia a compresión de la albañilería con base a las propiedades mecánicas y geométricas de todos sus componentes (unidad de albañilería y elemento de contacto). Esta nueva metodología sería útil para agilizar los procesos de diseño y comprender mejor el comportamiento estructural de la albañilería postensada sin relleno de grouting cuando se somete a esfuerzos de flexión.
- Las diferentes formas geométricas que existen para las unidades de albañilería que se encuentra comercialmente disponibles en el mercado mundial, se centran en satisfacer un conjunto de diversas necesidades arquitectónicas y estructurales relacionadas con la albañilería convencional. Los ensayos realizados durante este trabajo doctoral dejaron en entredicho la efectividad de la geometría de las unidades de albañilería que se encuentran comúnmente en el mercado, dadas a las diferencias que existen entre el desempeño estructural de la albañilería convencional y la albañilería postensada. De esta forma se plantea como investigación futura la determinación de una nueva configuración geométrica de la unidad de albañilería para ser empleada

específicamente bajo aplicaciones prácticas de albañilería postensada sometidas a esfuerzos flexión, cuya geometría potencialmente mejore el desempeño de ésta tipología estructural.

- A pesar de que el mortero de pega ha sido el elemento de contacto empleado por excelencia en la construcción de diferentes elementos estructurales en albañilería a lo largo de todo el mundo por sus beneficios como buena resistencia mecánica, durabilidad, trabajabilidad y bajo costo; desafortunadamente el tiempo requerido para su fraguado y endurecimiento disminuye los rendimientos constructivos de la albañilería postensada, al duplicar los tiempos requeridos, lo que incrementa considerablemente los tiempos de entrega y costos del proyecto. Por esta razón, se hace deseable encontrar un nuevo elemento de contacto para reemplazar el mortero de pega entre las unidades de albañilería. Este nuevo material debe proporcionar una buena transferencia de esfuerzos entre las unidades de albañilería, así como de requerir tiempos más reducidos de endurecimiento y fraguado. A diferencia del mortero de pega convencional, este nuevo material podría no ser un material cementoso, ya que la fuerza de postensado aplicada a la albañilería garantiza una unión eficiente entre sus unidades.
- Las cargas aplicadas en los bloques de anclaje pueden producir altas tensiones mientras se aplica la fuerza de postensado al elemento estructural, es por esta razón que los bloques de anclaje deben ser reforzados para soportar los esfuerzos a los que están sometidos. Los bloques de anclaje son una parte esencial para el correcto funcionamiento de la albañilería postensada, y su diseño óptimo ayudará a mejorar el rendimiento funcional de este sistema estructural, así como a evitar posibles fallos locales sobre la zona de anclaje. Un estudio que permita la identificación de la forma más adecuada y el refuerzo óptimo de los bloques de anclaje sería de utilidad en la implementación y comercialización futura de la albañilería postensada sin relleno de grouting. Todos los requisitos de este bloque de anclaje deben ser compatibles con la producción en serie como cualquier otro material prefabricado, de tal manera que se permita su industrialización a gran escala.

- Desarrollar una nueva etapa experimental de compresión uniaxial sobre prismas de albañilería, con el fin de establecer los valores de la curva esfuerzo-deformación unitaria de este material en conjunto, asociada con su máxima resistencia y capacidad de deformación.

9.2 Métodos de Análisis y diseño

- Los modelos numéricos que existen actualmente para modelar y hacer la representación matemática de la albañilería convencional, han mostrado a la fecha buenos resultados y una buena aproximación cuando se hace el paralelo con los resultados obtenidos a partir de ensayos experimentales en prototipos a escala real. Estas herramientas de modelación son de gran utilidad para investigar el comportamiento estructural de la albañilería postensada, las cuales mediante la adopción de técnicas computacionales o herramientas analíticas reducen significativamente el tiempo y el costo de la experimentación, si se compara con ensayos de prototipos a gran escala desarrollados en el laboratorio. Sin embargo, en su gran mayoría los modelos numéricos de uso típico en la práctica no son apropiados para la simulación de la albañilería postensada sin relleno de grouting, principalmente porque la hipótesis de compatibilidad de deformaciones no se cumple en este sistema estructural en específico. Es por ello que se hace necesario desarrollar modelos numéricos que capturen fielmente el comportamiento mecánico de la albañilería postensada sin relleno de grouting. Los modos de falla que presentaron los ensayos de albañilería postensada sugieren que el rol de la generación de tracciones en las unidades de albañilería controla el proceso de falla. El análisis computacional de la redistribución de tensiones en función de las características del elemento de contacto podría ser también una alternativa adicional de investigación.
- En vista de la ausencia de normativas en la temática de investigación desarrollada en este trabajo de investigación doctoral, se hace necesario desarrollar una nueva

metodología de diseño y análisis simplificada para elementos estructurales en albañilería postensada sin relleno de grouting sometidos a condiciones de cargas de flexión tanto estática como cíclica. Fuera de las principales regiones del continente americano, Colombia y Chile no tienen una regulación específica para el análisis y diseño de elementos de albañilería postensada, es por esta razón, que después de observar las ventajas estructurales y constructivas de esta nueva tipología estructural, se hace necesario desarrollar en estos países una primera versión del reglamento sobre elementos estructurales de albañilería postensada e incluirlo dentro de los códigos de diseño vigentes en cada país.

9.3 Comportamiento del sistema estructural

- Aunque varios estudios confirman que el postensado aumenta la resistencia al corte en elementos de hormigón, hasta la fecha, existe un número limitado de proyectos de investigación que trabajan en este tema para la albañilería postensada, y la mayoría de ellos se enfocan en unidades de concreto. Una investigación sobre la resistencia al corte en la albañilería postensada sería de utilidad para complementar los resultados obtenidos en este proyecto de tesis doctoral. También sería necesario desarrollar investigaciones para estudiar la incidencia de los principales parámetros de diseño en la resistencia y comportamiento al cortante de la albañilería postensada. De igual forma, en la literatura se pudo observar que existe poco desarrollo experimental en los muros bajo carga de corte, lo que crea la necesidad de desarrollar nuevas investigaciones sobre esta temática que definan adecuadamente el desempeño estructural de muros de cortante en mampostería postensada sin relleno de grouting, puesto que los muros de corte en una edificación son los elementos de mayor importancia ante cargas sísmicas.
- La fuerza de postensado es vital para el comportamiento mecánico de la albañilería postensada. Las pérdidas a corto plazo dependen exclusivamente de las técnicas de postensado y pueden ser controladas adecuadamente dependiendo de la técnica utilizada, así como con el re-tensionamiento del elemento estructural tantas veces

como sea necesario. Las pérdidas del postensado de largo plazo se deben principalmente a las propiedades del material, tales como: agrietamiento y retracción, las cuales dependen principalmente de: factores ambientales, tensionamiento inicial y las propiedades del material. Las pérdidas a largo plazo no son fáciles de establecer, ni de controlar, y actualmente no se cuenta con información suficiente que permita determinar adecuadamente las pérdidas a largo plazo en la albañilería postensada sin relleno de grouting. Es por esta razón, que se considera necesario desarrollar expresiones que permitan estimar tal pérdida y analizar los efectos producidos por ésta en la albañilería postensada sin relleno de grouting para garantizar su correcto funcionamiento y estabilidad estructural durante toda su vida útil.

- Existe poca información técnica disponible para soportar el estudio del comportamiento dinámico de la albañilería postensada, así como expresiones para caracterizar apropiadamente su comportamiento dinámico, las que típicamente han sido desarrolladas a partir de modelos en elementos estructurales con secciones sólidas o macizas. Se cree entonces conveniente desarrollar una investigación sobre el comportamiento dinámico en elementos de albañilería postensada y de esta forma tener los fundamentos analíticos necesarios para poder establecer la incidencia y correlación de los diferentes parámetros de diseño en el comportamiento dinámico de la albañilería postensada sin relleno de grouting.

9.4 Procedimiento constructivo

- Se ha demostrado que los muros-diafragma de albañilería postensada son una buena alternativa para la construcción de elementos que estén sujetos a solicitaciones de importancia fuera del plano, comparables con solicitaciones producidas por empujes de suelo sobre estructuras de contención de gran altura, y por lo tanto requieren de una relación de esbeltez y un módulo de sección mayores que los muros conformados por una pared sencilla. De esta manera se plantea como una nueva investigación, el desarrollo de un proyecto que permita mejorar el desempeño de esta nueva

conformación geométrica en forma de diafragma para soportar los esfuerzos de cortante producidos por una carga típica de empuje de tierras.

- El uso de anclajes en el suelo aumenta la eficiencia estructural y la estabilidad de los muros de contención de tierras. El uso combinado de la albañilería postensada y los anclajes al suelo podría mejorar la estabilidad ante volcamiento y deslizamiento en muros de contención con cimentaciones poco profundas. Por esta razón, se propone el desarrollo de una investigación para establecer los reales beneficios que otorga un anclaje al suelo en la estabilidad tanto interna como externa de una estructura de contención, construida a partir de un muro en voladizo en albañilería postensada sin relleno de grouting.

BIBLIOGRAFÍA

- ABNT NBR 15812-1. (2010). Associação Brasileira de Normas Técnicas: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro. Brazil.
- ABNT NBR 15961-1. (2011). Associação Brasileira de Normas Técnicas: Alvenaria estrutural - Blocos de concreto - Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro. Brazil.
- ACI (American Concrete Institute). (2002). “Building code requirements for reinforced concrete.” ACI 318-02, Farmington Hills, Mich.
- ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05 (2005) American Concrete Institute. Building Code Requirements for Masonry Structures. Detroit, United States of America.
- Al-Gahtani N.Z., y Fairbairn D.R. (1995) “Prestressed brick/masonry slabs and retaining wall”. The fourth Saudi Engineering Conference. Volume II.
- Allen, L.N. (1986). “Post tensioned Brickwork at Rushden Fire Station”. Engineers File Note No.1. 372 (21) F. The Brick Development Association, United Kingdom.
- Al-Manaseer A. A. y Neis V. V. (1987). “Load Test on Post-tensioned Masonry Wall Panels”. ACI Structural Journal. Vol. 84, No. 6, November-December, pp. 467-472.
- Ameny, P. (1979). “Elastic and Creep Properties of Lightweight Concrete Masonry,” M.Sc. Thesis, Dept. Civil Eng., University of Calgary.
- AS 3700-2011. (2011). Masonry Structures. Standards Australia International, Sydney, NSW, Australia.
- ASCE. (2006). “Seismic rehabilitation of existing buildings.” ASCE/SEI 41- 06, Reston, VA.
- Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá, Colombia.
- Au, F.T.K., y DUu J.S. (2004). “Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons.” Mag. Concrete Res., Vol. 56, N°1, pp. 1–11.
- Baker L.R. (1949). “Plastic theory of design for ordinary reinforced and prestressed concrete including moment redistribution in continuous members”. Mag Concrete Res., Vol. 1, N°2, pp. 57–66.
- Baker, L.R. (1981). “The flexural action of masonry structures under lateral load”. PhD Thesis, Deakin University, Australia.
- Baqi, A. y Bhandari, N.M. (2007). “Postcracking Behavior of Prestressed Masonry in Flexure”. Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 4.

- Baqi, A., Bhandari, N.M., y Trikha, D.N. (1999). "Experimental study of prestressed masonry flexural elements". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, N°3, pp. 245–254.
- Barbosa, C.S., y Hanai, J.B. (2006). "Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte" (in Portuguese). *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, Vol. 8, N°34, pp. 45-74.
- Barbosa, C.S., y Hanai, J.B. (2009). "Strength and deformability of hollow concrete blocks: correlation of block and cylindrical sample test results". *Ibracon Structures and Materials Journal*, Vol. 2, N°1, pp. 85-99.
- Bean, J.R. (2003). "Experimental Verification of the Resistance of Masonry Walls Under Transverse Loads." M.S. Thesis, University of Minnesota, 140 pp, Minneapolis, MN.
- Bean, J.R. (2007). "Mechanics and Behavior of Slender, Post-tensioned Masonry Walls to Transverse Loading." Ph.D. Thesis, University of Minnesota, Minneapolis, MN.
- Bean, J.R. y Schultz, A.E. (2003). "Flexural Capacity of Posttensioned Masonry Walls: Code Review and Recommended Procedure". *Post-Tensioning Institute Journal*, Vol 1, N°1, pp. 28-44, Farmington Hills, MI.
- Bean, J.R. y Schultz, A.E. (2010) "Design Provisions for Post Tensioned Masonry Walls Loaded Out-of-Plane". *The Masonry Society Journal*, Vol. 28, N°2, pp. 9-26.
- Bean, J.R. y Schultz, A.E. (2011). "Finite-Element Models for Slender, Posttensioned Masonry Walls Loaded Out-of-Plane." *J. Struct. Eng.* Vol. 137, N°12, pp. 1489-1498.
- Beck, J.K., Shaw, G., y Curtin, W.G. (1987). "The design and construction of 3 m high post-tensioned concrete blockwork diaphragm earth retaining wall in a residential landscaping scheme". *Thomas Telford Ltd., London*, pp. 225-236.
- Bennett, R.M. (2008). "The First United States Prestressed Masonry Structures". *The Masonry Society Journal*, Vol. 26, N°2, pp. 67-72.
- Biggs, D.T. (2001). "Planning projects to use prestressed masonry". *Structures 2001*, pp. 1-8.
- Biggs, D.T. (2003). "Putting prestressed masonry to use." *Masonry Magazine*, Vol. 42, N°10.
- Bonett, R.L., y Urrego, H. (2008). "Post-tensioned concrete brick masonry without mortar joint". *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Bradshaw, R.E., Drinkwater, J.P., y Bell, S.E. (1982). "A Multi-Purpose Farm Building Incorporating Prestressed Brickwork Diaphragm Walling". *Proceedings of the British Ceramic Society, Load-Bearing Brickwork (7)*, Vol. 30, pp. 308-315.

BS 5628-2 (2005), "Code of Practice for the Use of Masonry. Part 2: Structural Use of Reinforced and Prestressed Masonry." British Standards Institution, London, United Kingdom.

Campbell, T. I., y Chouinard, K. L. (1991). "Influence of nonprestressed reinforcement on the strength of unbonded partially concrete members." *ACI Struct. J.*, Vol. 88, N°5, pp. 546-551.

Cassar, D. (2002). "Pre-Compression on Lateral Distribution of Masonry Stresses". Bachelor of Engineering Thesis, University of Malta.

CEN, European Committee for Standardization. (1995). Eurocode 6: "Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures." EN1996-1-1:1995, Brussels, Belgium.

CEN, European Committee for Standardization. (2005). Eurocode 6: "Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures." EN1996-1-1:2005, Brussels, Belgium. 131p.

Crigler, J. (1991). "Home of the future built with post-tensioned masonry". *VSL News*, VSL Eastern Springfield Virginia, Issue two, pp. 11

CSA S304.1-14. (2014). "Design of masonry structures". Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.

Curtin, W. G. (1987). "Site testing and lab research for the design development of prestressed brickwork". *Practical Design of Masonry Structures* (Thomas Telford Ltd., London), pp. 237-254.

Curtin, W.G. (1986). "Post-tensioning opens brickwork frontiers". *Contract Journal*. Vol 333, N° 558, pp. 26-27.

Curtin, W.G. (1990). "Prestressed and reinforced brickwork". *The Structural Engineer*, Kerensky conference volume, Glasgow, United Kingdom.

Curtin, W.G. y Howard, J. (1988). "Lateral loading tests on tall post-tensioned brick diaphragm walls". *Proceedings of the Eighth International Brick/Block Masonry Conference*, Dublin, Ireland, September, Vol. 2, pp. 699-706.

Curtin, W.G. y Phipps, M. (1982). "Prestressed Masonry Diaphragm Walls". *Proceedings of 6th International Brick Masonry Conference*, ed. Laterconsult, Rome, pp. 971-980.

Curtin, W.G. y Phipps, M.O. (1982). "Prestressed Masonry Diaphragm Walls". *Proceedings of the Sixth International Brick Masonry Conference*. Rome, ANDIL, pp. 971-980.

Curtin, W.G., Shaw, G., Beck, J.K. y Bray, W.A. (1982). "Modern philosophy of structural brickwork design and change of outlook for the industry". Proceedings of the 6th International Masonry Conference. ANDIL, Rome, pp. 939-948.

Curtin, W.G., Shaw, G., y Howard, J. (1991). "Structural Testing of a Post-Tensioned Brick Fin Wall," 9th International Brick/Block Masonry Conference, Proceedings, Berlin, Germany, pp. 333-341.

Curtin, W.G., y Howard, J. (1988). "Lateral Loading Tests on Tall Post-Tensioned Brick Diaphragm Walls," 8th International Brick/Block Masonry Conference, Proceedings, Dublin, Ireland, Sep., pp. 595-605.

Curtin, W.G., y Howard, J. (1991). "Research on Prestressed Cantilever Diaphragm Walls". The Structural Engineer, Vol. 69, No. 6, Mar., pp. 105-112.

Dawe, J.L. y Aridru, G.G. (1993). "Prestressed Concrete Masonry Walls Subjected to Uniform Out-Of-Plane Loading". Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, N° 6, pp. 969-979.

Dawe, J.L., y Aridru, G.G. (1992). "Post-Tensioned Concrete Masonry Walls Subjected to Uniform Lateral Loading," 6th Canadian Masonry Symposium, Proceedings, Saskatoon, Canada, June, pp. 201-212.

Devalapura, R.K., Krause, G.L., Sweeney, S.C., Littler, D., Stabb, E. y Tadros, M.K. (1997). "Development of an Innovative Post-tensioning System for Prestressed Clay Brick Masonry Walls". Construction Engineering Research Laboratories. US Army Corps of Engineers. United States of America.

Drake, C.R. (2004). "Out-of-plane behavior of slender post-tensioned masonry walls constructed using restrained tendons". M.S. Thesis, University of Minnesota, 142 pp.

Drinkwater, J.P., y Bradshaw, R.E. (1982). "Reinforced and Prestressed Masonry in Agriculture". Reinforced and Prestressed Masonry, Thomas Telford Ltd., London, England, pp. 89-96.

Drysdale, R.G., Hamid, A.A., y Baker, L.R. (1994). "Masonry Structures: Behavior and Design". New Jersey: Prentice Hall.

Drysdale, R.G., Hamid, A.A., y Baker, L.R. (1999). "Masonry Structures: Behavior and Design". Prentice Hall, Inc.

Du, J.S. y Liu, X.L. (2003). "Research on the variations of unbonded prestressed tendon stresses based upon the structural deformation." China Civ. Eng. J., Vol. 36, N°8, pp. 12-19.

- Ezzeldin S., Lissel, S.L., Tandros G. y Shrive N. (1999). "Carbon fibre reinforced polymer (CFRP) post-tensioned masonry diaphragm walls: prestressing, behaviour, and design recommendations". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, pp. 324-344.
- FEMA. (2006). "Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings." FEMA 547-06, Washington, DC.
- Fisher, K., Haseltine, B.A., y Templeton, W. (1989). "Structural Testing of Brickwork Retaining Walls". *Proceedings of the Fifth Canadian Masonry Symposium*, Vancouver, B.C., pp. 827-836.
- Foster, D. (1970). "Design and Construction of Prestressed Brickwork Water Tank". *Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference*, Stoke-on-Trent, England, pp. 287-294.
- Foti, D. y Monaco, P. (2000) "Post-tensioned masonry: state of the art". *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 2, pp. 311-318.
- Ganz, H.R. (1990). "Post-tensioned Masonry Structures". VSL International Ltd, Berne, Switzerland, 35 p.
- Ganz, H.R. (1990b). "New post-tensioning system increases strength and height potential of masonry structures". *VSL News*, N° 1, pp. 4-5.
- Ganz, H.R. (2003). "Post-tensioned Masonry Around the World". *Concrete International*, Vol. 25, N° 1, pp. 65-69.
- García, J.M., Ledezma, C. y Bonett, R. (2013). "Analytical Model for Compression Behavior of Hollow Concrete Blocks". *Revista de la Construcción*, Vol. 12, N°3, pp. 76-82.
- Garrity, S. W. y Phipps, M. E. (1988). "An Experimental Study of the Influence of Vertical Prestress on the Horizontal Flexural Strength of Clay Brickwork". *Proceedings of the Eighth International Brick/Block Masonry Conference*, Dublin, Ireland, Vol. 2, September, pp. 642-652.
- Garrity, S.W. y Garwood, T.G. (1990). "The Construction and Testing of a Full-Scale Prestressed Clay Brickwork Diaphragm Wall Bridge Abutment," *Proceedings of the British Masonry Society*, N° 4, July, pp. 24-29.
- Garwood, T.G. (1983). "The Construction and Test Performance of Four Prestressed Brickwork Beams". *The 8th International Symposium on Loadbearing Brickwork*, London.
- Garwood, T.G. (1984). "The Flexural Behaviour of Fully Prestressed and Partially Prestressed 'Pier-Bond' Brickwork Beams". *International Symposium on Reinforced and Prestressed Masonry*, Edinburgh, pp. 411-426.

Garwood, T.G. (1988). "A Comparison of the Behavior of Reinforced, Prestressed and Partially Prestressed Brickwork Beams," Proceedings of the British Masonry Society, N° 2, pp. 76-81.

Ghallab, A. (2013). "Calculating ultimate tendon stress in externally prestressed continuous concrete beams using simplified formulas". Eng. Struct., 46 (2), 417–430.

Graham, K. J. y A. W. Page. (1994). "An experimental study of the flexural behavior of post-tensioned hollow clay masonry". Proceedings of the 10 th International Brick/Block Masonry Conference. University of Calgary, Calgary, Alberta. Vol 2, pp. 639-648.

Guiglia, M., Taliano, M. y Debernardi, P.G. (2012). "Calculation of the ultimate stress of unbonded tendons in prestressed concrete members considering the rotation capacity". Magazine of Concrete Research. Vol. 65, N° 1, pp. 14-26.

Haach, V.G., Vasconcelos, G., Lourenço, P.B. y Mohamad, G. (2010). "Influence of the mortar on the compressive behavior of concrete masonry prisms" (in Portuguese). Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, Vol. 18, pp. 79-84.

Halsall, R. (1986). "Post tensioned Brickwork at Rushden Fire Station". Engineers File Note No.1. 372 (21) F. The Brick Development Association, United Kingdom.

Hanlon, J.R.G. (1970). Concrete masonry in New Zealand: Prestressed concrete masonry. Concrete, The Concrete Society (England). Vol. 4, N°9, pp. 356-358.

Harajli, M.H. (1990). "Effect of span-depth ratio on ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members." ACI Struct. J., Vol. 87, N°3, pp. 305–312.

Harajli, M.H. (2006). "On the stress in unbonded tendons at ultimate: Critical assessment and proposed changes." ACI Struct. J., Vol. 103, N°6, pp. 803–812.

Harajli, M.H. y Kanj, M.Y. (1991). "Ultimate flexural strength of concrete members prestressed with unbonded tendons." ACI Struct. J., Vol. 88, N°6, pp. 663–673.

Haseltine, B.A. (1982). "Codification of Reinforced and Prestressed Masonry Design and Construction," Reinforced and Prestressed Masonry, Proceedings, Thomas Telford Ltd., London, England, pp. 115-121.

Hassanli, R. (2015). "Behavior of unbonded post-tensioned masonry walls." Ph.D. thesis, School of Natural and Built Environment, Univ. of South Australia, SA, Australia.

Hassanli, R., Elgawady, M. y Mills, J. (2015). "Strength and Seismic Performance Factors of Posttensioned Masonry Walls". Journal of Structural Engineering, Vol. 141, N° 11.

He, Z. y Liu, Z. (2010). "Stresses in External and Internal Unbonded Tendons: Unified Methodology and Design Equations". Journal of Structural Engineering, Vol. 136, No. 9, pp. 1055-1065.

Hendry, A.W. (1991). "Reinforced and Prestressed Masonry". Longman Scientific & Technical, Essex, England.

Hognestad, E. (1951). "Study of combined bending and axial load in reinforced concrete Members". Illinois, The Reinforce Concrete Research Council of the Engineering Foundation.

Ismail, N. Lazzarini, D.L., Laursen P.T. y Ingham, J.M. (2009). "Seismic performance of face loaded unreinforced masonry walls retrofitted using posttensioning". Australian Journal of Structural Engineering 11(3), pp. 243-252.

Ismail, N. y Ingham, J.M. (2012). "Cyclic Out-of-Plane Behavior of Slender Clay Brick Masonry Walls Seismically Strengthened Using Posttensioning". Journal of Structural Engineering, Vol. 138, No. 10, pp. 1255-1266.

Ismail, N., Laursen P., Schultz A. y Ingham, J.M. (2011). "Cyclic out of Plane Behaviour of Post Tensioned Clay Brick Masonry". The 11th North American Masonry Conference.

Jaafar, S., Thanoon, W., Amad, N., Abdulkadir, R. y Abang, A. (2006). "Strength correlation between individual block, prism and basic wall panel for load bearing interlocking mortarless hollow block masonry". Construction and Building Materials, Vol. 20, N°7, pp. 492-498.

Jansen, P., y Tilly, G. (1999). "Prestressing Understrength Walls and Parapets". Structural Faults and Repairs, 8th International Conference and Exhibition. London.

Kaushik, H.B., Rai, D.C. y Jain, S.K. (2007). "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression". Journal of Materials in Civil Engineering, Vol 19, N°9, pp. 728-739.

Korany, Y., Drysdale, R. y Chidiac, S. (2001). "Retrofit of unreinforced masonry buildings: The state-of-the-art." Proceedings of the 9th Canadian Masonry Symposium, Fredericton, New Brunswick, Canada.

Krause, G. Devalapura, R. y Tadros, M. (1996). "Testing of Prestressed Clay-Brick Walls". Proceedings of the ASCE Symposium in Conjunction with Structures Congress XIV, Chicago IL, USA, April, pp. 15-18.

Lacika, E. M. y Drysdale, R. G. (1995). "Experimental investigation of slender prestressed brick walls." Proceedings of the 7th Canadian Masonry Symposium, Hamilton, Ontario, pp. 724-735.

Laursen, P.T. (2002). "Seismic Analysis and Design of Post-tensioned Concrete Masonry Walls." PhD. Thesis, University of Auckland. New Zealand.

Laursen, P.T. y Ingham, J.M. (1999). "Design of prestressed concrete masonry walls." Journal of the Structural Engineering Society of New Zealand, Vol. 12, N° 2, pp. 21-39.

- Laursen, P.T. y Ingham, J.M. (2001). "Seismic resistance of prestressed concrete masonry shear walls", 2001 Structures Congress and Exposition, Washington, D.C.
- Laursen, P.T. y Ingham, J.M. (2004). "Structural Testing of Large-Scale Posttensioned Concrete Masonry Walls". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, N° 10, pp. 1497–1505.
- Lazzarini D.L., Laursen, P.T. y Mcdaniel, C. (2010). "Out-of-plane seismic performance of unreinforced masonry walls retrofitted with unbonded post-tensioning tendons". *Masonry Research. TMS E-Newsletter. The Masonry Society Publications*, pp. 4-4.
- Lissel, S.L. (2001). "Behaviour and Design of CFRP Post-Tensioned Masonry Diaphragm Walls". PhD Thesis, University of Calgary, Alberta, Canada.
- Lissel, S.L., Shrive, N.G. y Gilliland, J. (2005). "Design of carbon fibre reinforced polymer post-tensioned masonry diaphragm retaining walls". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 32, N°3, pp. 579-594.
- Lissel, S.L., Tilleman, D., Sayed-Ahmed, E.Y. y Shrive, N.G. (1999). "Testing of Diaphragm Walls Post-Tensioned with Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP)," 8th North American Masonry Conference, Proceedings, Austin, USA, 12p.
- Lissel, S.L., Tilleman, D., Sayed-Ahmed, E.Y., y Shrive, N.G. (1999). "Testing of Diaphragm Walls Post-Tensioned with Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP)". *Proceedings of the 8th North American Masonry Conference, Austin, USA, June, 12p.*
- Macgregor, R.J.G. (1989). "Strength and ductility of externally posttensioned segmental box girders." Ph.D. Thesis, University of Texas at Austin, Austin, Tex.
- Marzahn, G.A. (1998). "The Shear Strength of Dry-Stacked Masonry Walls". *LACER* N°3, pp. 247-262.
- Masonry Standards Joint Committee. (2013). *Building Code Requirements for Masonry Structures. ACI 530-13 / ASCE 5-13 / TMS 402-13*, The Masonry Society, Boulder, CO, 2013.
- Mattock, A.H., Yamazaki, J. y Kattula, B.T. (1971). "Comparative study of prestressed concrete beams, with and without bond." *ACI Struct. J.*, Vol. 68, N°3, pp. 116–125.
- Mohamad, A., Farid, B.J. y Al-Janabi, A.I.M. (1990). "Stress-Strain Relationship for concrete in compression made of local materials". *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, Vol. 2, pp. 183-194.
- Mojsilovic, N. y Marti, P. (2000). "Load tests on post-tensioned masonry walls". *TMS Journal. The Masonry Society Publications*. July, pp. 65-70.

Mojsilovic, N. y Marti, P. (2000). "Load Tests on Post-Tensioned Masonry Walls". TMS Journal, July, pp. 65-70.

Montague, T.I. y Phipps, M.E. (1984). "The Behaviour of Post-tensioned Masonry in Flexure and Shear", International Symposium on Reinforced and Prestressed Masonry, Edinburgh.

MSJC 2002. (2002). "Building code requirements for masonry structures." ACI 530-02, ASCE 5-02, TMS 402-02.

MSJC 2005. (2005). "Building code requirements for masonry structures." ACI 530-05, ASCE 5-05, TMS 402-05.

MSJC 2013. (2013). "Building code requirements for masonry structures." ACI 530-13, ASCE 5-13, TMS 402-13.

Mutsuyoshi, H., Tsuchida, K., Matupayont, S. y Machida, A. (1995). "Flexural behavior and proposal of design equation for flexural strength of externally PC members." Proc., JSCE, 508(26), pp. 67-76.

Naaman, A.E. y Alkhairi, F.M. (1991). "Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons: Part 2—Proposed methodology." ACI Struct. J., Vol. 88, N°6, pp. 683-692.

Nazir, N.A. y Hart, G.C. (2001). "Analytical Stress Strain Curves for Confined and Reinforced Concrete Masonry," TMS Journal, Vol. 19, N°1, pp. 9-20.

Neis, V.V., Chow, T., y Ritchie, L. (1989). "Behavior of Prestressed Masonry Beams Under Static Loading," 5th Canadian Masonry Symposium, Proceedings, Vancouver, Canada, pp. 177-186.

Ng, L.Y. y Cerny, L. (1985). "Post-Tensioned Concrete Masonry Beams". Proceedings of the Third North American Masonry Conference, Arlington, Texas, pp. 77.1-77.12.

NTC 4024. (2001). Prefabricados de concreto: Muestreo y ensayo de prefabricados de concreto no reforzados, vibro-compactados". Norma Técnica Colombiana. Bogotá, Colombia.

NTC 4026. (1997). Ingeniería Civil y Arquitectura. Unidades (Bloques y Ladrillos) de concreto, para albañilería estructural. Norma Técnica Colombiana. Bogotá, Colombia.

Nwofor, T.C. (2012). "Experimental determination of the mechanical properties of clay brick masonry". Canadian Journal on Environmental, Construction and Civil Engineering, Vol. 3, N°3, pp. 127-145.

NZS 3101 (1995). "Concrete Structures Standard". Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.

- NZS 4320 (2004). "Design of Reinforced Concrete Masonry Structures." Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Ostag, W. P. (1986). "Pos-tensioned single-wythe concrete masonry walls". A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for degree of Master of Science. Department of Architectural Engineering. The Pennsylvania State University.
- Ozkul, O., Nassif, H., Tanchan, P. y Harajli, M. (2008). "Rational Approach for Predicting Stress in Beams with Unbonded Tendons". ACI Struct. J., Vol. 105, N°3, pp. 338-347.
- Page, A. W y Huizer, A. (1988a). "Racking test on Reinforced and Prestressed Hollow Clay Masonry Walls". Proceedings of the Eighth International Brick/Block Masonry Conference. Dublin, Ireland, Vol.2, pp. 538-547
- Page, A. W. y Huizer, A. (1988b). "Racking Behaviour of Prestressed and Reinforced Hollow Masonry Walls". Masonry International, The British Masonry Society, Vol. 2, No. 3. Pp. 97-102
- Pannell, F.N. (1969). "The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Prestressed Concrete Beams." Magazine of Concrete Research, Vol. 21, N°66, pp. 43-54, Thomas Telford Ltd, United Kingdom.
- Parsekian, G.A., Souza, P.R.A., Franco, L.S. y Barros, M.M.B. (2007). "Cases of Prestressed Masonry in Brazil". Proceedings of the 10th North American Masonry Conference, Saint Louis, USA. The Masonry Society, Vol. 1, pp. 1-12.
- Pedreschi, R. (2004) "Structural innovation in pre-stressed brickwork". Construction and Building Materials, Vol. 18, N° 2, pp. 99–109.
- Pedreschi, R. (2013). "A feasibility study of post-tensioned stone for cladding". Construction and Building Materials, Vol. 43, pp. 225–232
- Phipps, M. y Al-Safi, S. (2001). "Post-Tensioned Prestressed Masonry Columns". Structures 2001, pp. 1-15.
- Phipps, M.E. (1992). "The Codification of Prestressed Masonry Design." Proceedings of the 6th Canadian Masonry Symposium, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, pp. 561-571.
- Phipps, M.E. y Montague, T.I. (1987). "The testing of plain and pre-stressed concrete blockwork beams and walls of geometric cross section," Masonry International, Vol. 1, N° 3, pp. 96-99.
- Plowman, J.M., Sutherland, R.J.M. y Couzens, M.L. (1967). "The Testing of Reinforced Brickwork and Concrete Slabs Forming Box Beams". The Structural Engineer, Vol. 45, N° 11, pp. 379-394.

- Popovics, S. (1973). "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete". *Cem. Concr. Res*, Vol. 3, N°5, pp. 583-599.
- Ramaswamy, G.S. (1953). "Prestressing and Assembly of Stone Blocks by Post-Tensioning". *Indian Concrete Journal*, Vol. 27, N°12, pp. 450-451.
- Robertson, K. y Scott, P. (2014). "Armory Park Elderly Housing Project". *Structure Magazine*.
- Roberts-Wollmann, C.L. y Kreger, M.E. (2005). "Stresses in external tendons at ultimate." *ACI Struct. J.*, Vol. 102, N°2, pp. 206–213.
- Robson, I.J., Hulse, R., Ambrose, R. y Morton, J. (1983). "Performance of Post-Tensioned Brickwork Beams Under Service and Ultimate Load Conditions". *Proceedings of 3rd Canadian Masonry Conference*, Paper N° 14.
- Rosenboom, O.A. y Kowalsky, M.J. (2003) "Investigation of alternative details for seismic design of post-tensioned clay masonry walls." *Proceedings of the 9th North American Masonry Conference*, Clemson, South Carolina, pp. 475-486.
- Rosenboom, O.A. y Kowalsky, M.J. (2004). "Reversed in-plane cyclic behavior of posttensioned clay brick masonry walls". *Journal of Structural Engineering*. Vol. 130, N° 5, pp. 787-798.
- Roumani, N., y Phipps, M.E. (1983). "The Shear Strength of Prestressed Brickwork Sections" *8th International Symposium on Loadbearing Brickwork*, British Ceramic Society, London.
- Roumani, N., y Phipps, M.E. (1985). "The Shear Strength of Prestressed Brickwork I and T Sections", *Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference*, Melbourne, Australia, Vol. 2, pp. 1001-1014.
- Roumani, N., y Phipps, M.E. (1986). "The Shear Strength of Prestressed Brickwork I Sections," *Proceedings of the British Masonry Society*, Vol. 1, pp. 110-113.
- Roumani, N., y Phipps, M.E. (1988). "The Ultimate Shear Strength of Unbonded Prestressed Brickwork I and T Section Simply Supported Beams". *Proceedings of the British Masonry Society*, N° 2, pp. 82-84.
- Ryu, D, Wijeyewickrema, A.C. Elgawady, M.A. y Madurapperuma, M.A. (2014). "Effects of Tendon Spacing on In-Plane Behavior of Posttensioned Masonry Walls". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, N° 4.
- Sargin, M., Ghosh, S.K., y Handa, V.K. (1971). "Effect of lateral reinforcement upon the strength and deformation properties of concrete". *Mag. Concrete Res*, Vol. 23, N°75-76, pp. 99-110.

Schultz, A.E. y Scolforo, M. (1991). "An overview of prestressed masonry". TMS Journal, The Masonry Society, Vol. 10, N° 1, pp. 6-21.

Shafii, F. (1994). "Shear Behaviour of Post-Tensioned Brickwork Cantilever Fin Walls". PhD Thesis, University of Sheffield, United Kingdom.

Shafii, F. y Hobbs (1996). "Experimental Modelling for the Investigation of Shear in Post-tensioned Brickwork Cantilever Fin Walls". Conference on Computational Mechanics and Testing, Wessex University, United Kingdom.

Shaw, G. (1988). "Modern use of Reinforced and Prestressed Masonry". Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, Vol. 4, pp. 1551-1562.

Shaw, G., Curtin, W.G., Priestly, C.L. y Othick, G.J. (1988). "Prestressed channel section masonry walls". The Structural Engineer, 66, pp. 117-120.

Shrive, N.G. (1988). "Post-Tensioned Masonry-Status & Prospects". Annual Conference of the CSCE, Proceedings, Calgary, Canada, pp. 679-696.

SIA V177 (1995). Masonry (in German). Swiss Standard, Swiss Society of Engineers and Architects (SIA), Zurich, 52 p.

Sinha, B.P. (1994). "Comparative Performance of Reinforced and Prestressed Brickwork Pocket-Type Retaining Walls in Shear". The 10th International Brick/Block Masonry Conference, Proceedings, Calgary, Canada, pp. 423-430.

Sinha, B.P. (2002). "Development and potential of structural masonry". Seminário sobre Paredes de Alvenaria, P.B. Lourenço & H. Sousa, Porto, Brazil.

Sivaleepunth, C., Niwa, J., Diep, B.K., Tamura, S. y Hamada Y. (2006). "Prediction of tendon stress and flexural strength of externally prestressed concrete beams". Doboku Gakkai Ronbunshuu E [J JSCE]. Vol. 62, N° 1, pp. 260-73.

Smith, G.M. y Young, L.E. (1955). "Ultimate Theory. Ultimate theory in flexure by exponential function". Journal of the American Concrete Institute, Vol. 52, N° 11, pp. 349-359.

Subasic, C.A. (2001). "A case for prestressed masonry." Masonry Construction, pp. 30-36.

Torres, J. (2001). "Estabilidad Estructural de Elementos Postensados y su Aplicación en Vivienda de Interés Social" (in Spanish). Bogotá-Colombia, 11 p.

Urrego, H. y Bonett, R.L. (2011). "Performance of post-tensioned dry-stacked masonry". The 11th North American Masonry Conference, Minneapolis, MN.

Van Der Pluijm, R. y Vermeltoort, A. (1998). "Influence of the Type of Mortar Joint on the Time Dependent Behaviour of Masonry", Proceedings, Eighth Canadian Masonry Symposium.

Walker, P.J. (1987). "A study of the behavior of partially prestressed brick work beams". PhD Thesis, Department of Civil Engineering and Building Science. University of Edinburgh, Scotland.

Walker, P.J. y Sinha, B.P. (1985). "Behaviour of Partially Prestressed Brickwork Beams". Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Melbourne, Australia, pp. 1015-1029.

Wallace, M. (1999). "Post-tensioned masonry slashes the need for grout". The Aberdeen Group, a division of Hanley-Wood, Inc. Publication #M980015.

Wang, J.Q., Liu, Z. y Lu, Z.T. (2005). "Stress increment of prestressing tendons based on deflection for unbonded or external prestressed beams." J. Southeast Uni. Vol. 35, N°6, pp. 915-919.

Wee, T.H., Chin, M.S., y Mansur, M.A. (1996). "Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression". Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 8, N° 2, pp. 70-76.

Wight, G.D. (2006). "Seismic Performance of a Post-tensioned Concrete Masonry Wall System." PhD. Thesis, University of Auckland. New Zealand.

Wight, G.D. y Ingham, J.M. (2008). "Tendon Stress in Unbonded Posttensioned Masonry Walls at Nominal In-Plane Strength". Journal of Structural Engineering, Vol. 134, No. 6, pp. 938-946.

Wight, G.D. y Ingham, J.M. (2008). "Tendon Stress in Unbonded Posttensioned Masonry Walls at Nominal In-Plane Strength". J. Struct. Eng., pp. 938-946.

Wight, G.D., Ingham, J.M. y Kowalsky, M.J. (2006). "Shaketable testing of rectangular post-tensioned concrete masonry walls". ACI Struct. J., Vol. 103, N°4, pp. 587-595.

Wight, G.D., Ingham, J.M. y Kowalsky, M.J. (2007a). "Direct Displacement-Based Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Masonry Walls". ACI Structural Journal, Vol. 104, N° 5, pp. 560-569.

Wight, G.D., Kowalsky, M.J. y Ingham, J.M. (2007b). "Shake table testing of posttensioned concrete masonry walls with openings". Journal of Structural Engineering, Vol. 133, N° 11, pp. 1551-1559.

Wight, G.D., Ingham, J.M., y Wilton, A. (2007c). "Innovative seismic design of a post-tensioned concrete masonry house". Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 34, pp. 1393-1402.

Williams, E.O.L. y Phipps, M. (1982). "Bending Behaviour of Prestressed Masonry Box Beams", Proceedings of the 6th International Brick Masonry Conference, ed. Laterconsult, Rome, pp. 981-994.

Woodham, D.B. (2001). "Construction and monitoring of Post-tensioned masonry sound walls". Atkinson-Noland & Associates, Inc. Colorado Department of Transportation, Denver, United States of America, 26p.

Woodham, D.B. y Hamilton, H.R. (2003). "Monitoring prestress losses in posttensioned concrete masonry". Proceedings of the 9th North American Masonry Conference, Clemson, South Carolina, pp. 487-498.

Yaginuma, Y. (1995). "Non-linear analysis of ultimate flexural strength of beams with external tendons." J. Prestressed Concr., Vol. 37, N°3, pp. 54-65.

Yang, K. H. y Kang, T. H. K. (2011). "Equivalent strain-distribution factor for unbonded tendon stress at ultimate". ACI Struct. J., Vol. 108, N° 2, pp. 217-226.