



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y ANALÍTICO DE DETALLAMIENTO ALTERNATIVO PARA MUROS DE BAJA RELACIÓN DE ASPECTO SOMETIDOS A UNA DEMANDA DE CARGA CÍCLICA

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN
INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CRISTHOFER NICOLÁS LETELIER FUENTES

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
FERNANDO YÁÑEZ URIBE

SANTIAGO DE CHILE
2024

RESUMEN DE TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CS. DE LA ING. ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA Y MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

POR: Cristhofer Nicolás Letelier Fuentes

FECHA: 2024

PROFESOR GUÍA: Leonardo Massone Sánchez

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y ANALÍTICO DE DETALLAMIENTO ALTERNATIVO PARA MUROS DE BAJA RELACIÓN DE ASPECTO SOMETIDOS

Un muro corto, definido por una relación de aspecto generalmente menor a 1.5, exhibe una capacidad de deformación lateral limitada, lo que se puede traducir en un colapso axial. Esta última se ve significativamente comprometida durante la actividad sísmica, lo que puede llevar a una rápida pérdida de estabilidad y eventual colapso. El estudio realizado involucra la prueba de dos muros de hormigón armado: uno con diseño convencional y otro con un diseño alternativo. El primero incluye armaduras en los bordes y una doble malla en el alma, mientras que el segundo, conservando las armaduras básicas del convencional, incorpora estribos a lo largo de ambas diagonales, cubriendo aproximadamente el 25% del puntal diagonal del muro. Ambos muros tienen una relación de aspecto baja (1:1), con una altura y longitud de 1.4 m y un espesor de 120 mm. Durante las pruebas, los muros se someten a una carga axial constante de 0.1f'cAg y un desplazamiento lateral cíclico en la parte superior.

Los resultados muestran que el diseño alternativo mejora la ductilidad en un 25%, con un impacto marginal en la capacidad de carga lateral. El muro con el diseño alternativo logra mantener ciclos histeréticos completos hasta una deriva del 2.5%, momento en el cual se produce la fractura de las barras longitudinales del borde. En contraste, el muro convencional sufre fallas en el primer ciclo de deriva del 2%, experimentando una rápida degradación debido al aplastamiento en la parte inferior del puntal diagonal de compresión. La formación de grietas y la propagación del daño que tuvieron los muros denotaron un cambio en el tipo de fallo, que pasó de uno frágil afecto al corte a otro más flexural, en el que los extremos se vieron más solicitados.

Se emplea un modelo para capturar la respuesta global utilizando los mismos parámetros de los ensayos. Se lleva a cabo un análisis paramétrico en el que se varía la cantidad de refuerzo tanto vertical como horizontal, así como la relación de aspecto. En combinaciones con una alta cantidad de armadura en el alma y/o borde (1% y 5% respectivamente), y una relación de aspecto baja (1:1), el diseño alternativo aumenta la ductilidad sobre un 70%. Sin embargo, la efectividad del diseño alternativo disminuye a medida que se reduce la armadura en el borde y aumenta la relación de aspecto (de 1:1 a 2:1). Esto destaca la eficacia del diseño alternativo en configuraciones con una alta armadura longitudinal en los extremos, junto con un confinamiento efectivo en el borde y una relación de aspecto reducida del muro.

Agradecimientos

A mi familia, amigos y todos los que me acompañaron en este largo proceso.

Tabla de Contenido

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Hipótesis	3
1.2.	Objetivos.....	3
1.2.1.	Objetivo general.....	3
1.2.2.	Objetivos específicos.....	3
1.3.	Organización	3
CAPÍTULO 2	MARCO TEÓRICO	5
2.1.	Tipos de fallas en muros cortos.....	5
2.1.1.	Falla de tracción diagonal	5
2.1.2.	Falla de compresión diagonal	8
2.1.3.	Falla de corte por deslizamiento.....	10
2.2.	Factores que afectan el comportamiento de muros cortos.....	12
2.2.1.	Relación de aspecto	12
2.2.2.	Cantidad de armadura vertical y horizontal del alma.....	13
2.2.3.	Carga axial	16
2.2.4.	Uso de armadura diagonal en el alma	16
CAPÍTULO 3	DISEÑO Y DESCRIPCIÓN DE PROBETAS.....	21
3.1.	Estructuración de probetas	21
3.2.	Esquemas de muros a ensayar	24
3.3.	Caracterización de materiales	26
3.3.1.	Acero	26
3.3.2.	Hormigón.....	29
3.4.	Ensayo de extensión de flujo.....	33
CAPÍTULO 4	CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE PROBETAS	34
4.1.	Descripción del laboratorio de estructuras y su equipamiento	34
4.2.	Construcción de probetas	36
4.2.1.	Armadura.....	36
4.2.2.	Moldaje	38

4.2.3.	Hormigonado.....	41
4.2.4.	Descimbre.....	46
4.3.	Montaje experimental.....	47
4.3.1.	Desbaste de los muros.....	47
4.3.2.	Colocación de conexiones rotuladas y gato hidráulico.....	48
4.3.3.	Postensado de barras.....	49
4.3.4.	Sistema de carga axial.....	52
4.3.5.	Fijación de marco de acero y restricción lateral.....	53
4.4.	Instrumentación: monitoreo por fotografías.....	55
4.5.	Instrumentación: monitoreo por sensores.....	56
CAPÍTULO 5 RESULTADOS DE ENSAYOS.....		61
5.1.	Comportamiento global.....	62
5.1.1.	Muro convencional.....	62
5.1.2.	Muro alternativo.....	63
5.2.	Progreso del daño.....	65
5.2.1.	Muro convencional.....	65
5.2.2.	Muro alternativo.....	68
5.3.	Respuesta de corte y flexión de los muros.....	71
5.3.1.	Corte.....	71
5.3.2.	Flexión.....	72
CAPÍTULO 6 RESULTADOS DE MODELOS.....		74
6.1.	Descripción de modelo.....	74
6.1.1.	Inclusión de resortes rotacionales.....	77
6.2.	Resultados de modelos.....	78
6.3.	Análisis paramétrico.....	81
6.3.1.	Análisis a partir del primer elemento del modelo E-SFI.....	83
6.3.1.1.	Deformación de barras en paneles extremos.....	83
6.3.1.2.	Deformaciones principales en paneles extremos.....	85
6.3.1.3.	Cargas máximas y derivas en los puntos de degradación de resistencia.....	88
6.3.1.4.	Contribución al corte y flexión en cada combinación.....	97
6.3.2.	Análisis de la exclusión del refuerzo de confinamiento en el borde.....	102

CAPÍTULO 7	CONCLUSIONES.....	105
7.1.	Recomendaciones.....	107
CAPÍTULO 8	BIBLIOGRAFÍA	108
ANEXO.....		111

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Detallamiento de muros de hormigón reforzado (Rojas et al. 2022).....	21
Tabla 3.2 Detallamiento muro convencional.	22
Tabla 3.3 Tensión de fluencia promedio de muestras obtenido de ensayos a tracción de barras.	28
Tabla 3.4 Resistencia f'_c de probetas cilíndricas.	32
Tabla 3.5 Tipo en que se alcanza un diámetro de 500 mm.....	33
Tabla 4.1 Calibración de LVDT's utilizados.	57
Tabla 4.2 Ciclo de carga utilizado.	59
Tabla 5.1 Máximas cargas aplicadas en los muros.....	64
Tabla 6.1 Parámetros ingresados para modelar los muros convencional y alternativo.....	78
Tabla 6.2 Combinaciones utilizadas.	81
Tabla 6.3 Valores de derivas máximas obtenidas y el porcentaje de aumento entre usar el diseño alternativo versus el convencional, en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'_c A_g$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1.....	89
Tabla 6.4 Valores de derivas máximas obtenidas y el porcentaje de aumento entre usar el diseño alternativo versus el convencional, en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'_c A_g$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1.....	92
Tabla 6.5 Valores de derivas máximas obtenidas y el porcentaje de aumento entre usar el diseño alternativo versus el convencional, en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'_c A_g$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5.....	93
Tabla 6.6 Deriva de puntos de degradación del análisis de combinaciones con y sin confinamiento en el borde, junto a la carga máxima alcanzada.	103

Índice de Figuras

Figura 2.1 : Modo de falla por tracción diagonal [6].	6
Figura 2.2 : Falla tracción diagonal [1].	7
Figura 2.3 : Curva histerética de espécimen con falla de tracción diagonal [11].	7
Figura 2.4 : Falla por compresión diagonal [1].	9
Figura 2.5 : Curva histerética de espécimen con falla de compresión diagonal [11].	10
Figura 2.6 : Falla de corte por deslizamiento [1].	11
Figura 2.7 : Curva histerética de espécimen con falla de corte por deslizamiento [11].	11
Figura 2.8 : Razón de resistencia de corte medida a calculada usando ACI 318-08 [9].	13
Figura 2.9 : Mecanismo de resistencia de corte en muros cortos [6].	14
Figura 2.10 : Resistencia V_{max} normalizada por f'_c como una función de H/L y M/VL [9].	15
Figura 2.11 : Vigas de acople con distribución de armadura convencional (CB-1A) y con armadura diagonal (CB-2A) [12].	18
Figura 2.12 : Disipación de energía específica con ductilidad acumulada [6].	18
Figura 2.13 : Resumen de muros testeados [15].	19
Figura 2.14 : Detallamiento de vigas cortas de acoplamiento [14].	20
Figura 2.15 : Datos de factores de ductilidad, rotaciones y cargas de corte últimas [14].	20
Figura 3.1 : Geometría de muros W2, W3 y W4 [16].	21
Figura 3.2 : Disposición de estribos en el alma del muro alternativo.	23
Figura 3.3 : Vista lateral, frontal y cortes del muro convencional.	24
Figura 3.4 : Vista lateral y frontal del muro alternativo.	25
Figura 3.5 : Vista de cortes en plano de muro alternativo.	25
Figura 3.6 : Estribos localizados en la diagonal.	26
Figura 3.7 : Extensómetro colocado en la barra de acero durante el ensayo a tracción.	27
Figura 3.8 : Curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo a barras $\phi 8$.	27
Figura 3.9 : Curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo a barras $\phi 12$.	28
Figura 3.10 : Características técnicas HAC (Ficha técnica FLUIDIA)	29
Figura 3.11 : Cilindros de PVC antes y después de verter el hormigón.	30
Figura 3.12 : Sensores LVDT colocados en cilindro a ensayar a compresión.	30
Figura 3.13 : Montaje experimental para ensayo a compresión de un cilindro de hormigón.	31
Figura 3.14 : Set de probetas cilíndricas después de ensayo de compresión.	31
Figura 3.15 : Ensayo de extensión de flujo.	33

Figura 4.1 : Plano general Laboratorio de Estructuras [18].	34
Figura 4.2 : Corte de barras de acero.	36
Figura 4.3 : Doblado de barras longitudinales y estribos.	37
Figura 4.4 : Armadura final de muro convencional y alternativo.	38
Figura 4.5 : Moldaje de fundación.	39
Figura 4.6 : Colocación de moldajes en muros.	39
Figura 4.7 : Colocación de tubos PVC a través de los moldajes y enfierradura.	40
Figura 4.8 : Zona previa a hormigonar.	41
Figura 4.9 : Camiones utilizados en la faena de hormigonado.	42
Figura 4.10 : Hormigonado de muros.	43
Figura 4.11 : Rotura de moldaje y depositación de hormigón en contenedores.	43
Figura 4.12 : Hormigonado de muros vía manual.	44
Figura 4.13 : Vista desde arriba de los muros hormigonados.	45
Figura 4.14 : Proceso de regado de probetas.	45
Figura 4.15 : Descimbre de probetas.	46
Figura 4.16 : Esquema en SketchUp del montaje experimental.	47
Figura 4.17 : Desbaste de muros.	48
Figura 4.18 : Conexiones rotuladas oeste y este respectivamente.	48
Figura 4.19 : Actuador hidráulico colocado en posición.	49
Figura 4.20 : Postensado de barras externas.	50
Figura 4.21 : Postensado de barras internas.	51
Figura 4.22 : Barras postensadas.	52
Figura 4.23 : Sistema de carga axial.	53
Figura 4.24 : Anclaje de marco de acero y restricción lateral.	54
Figura 4.25 : Pintado del muro con cal y pintura negra para los puntos de fotogrametría.	55
Figura 4.26 : Disposición de cámaras y focos para capturar imágenes de fotogrametría.	56
Figura 4.27 : Ubicación teórica de los sensores en los muros convencional y alternativo.	58
Figura 4.28 : Bomba hidráulica del actuador.	59
Figura 4.29 : Equipos utilizados para la adquisición de datos [19].	60
Figura 5.1 : Histéresis muro convencional.	62
Figura 5.2 : Histéresis muro alternativo.	63
Figura 5.3 : Comparación histéresis muro convencional y muro alternativo.	64

Figura 5.4 : Aparición de grieta en la diagonal principal para una deriva de 0,4%.....	65
Figura 5.5 : Aplastamiento y descascaramiento del hormigón, acompañado del pandeo de las barras del alma y borde del muro.	66
Figura 5.6 : Vista final desde el lado norte del muro convencional.	66
Figura 5.7 : Vista final desde el lado sur del muro convencional.	67
Figura 5.8 : Captura de la cámara lateral en el primer ciclo de la deriva 2.5% (yendo hacia el este).	68
Figura 5.9 : Vista final de los bordes inferiores oeste y este respectivamente.	69
Figura 5.10 : Vista final desde el lado norte del muro alternativo.....	69
Figura 5.11 : Vista final desde el lado norte del muro alternativo.....	70
Figura 5.12 : Deformación de corte experimental versus carga lateral para el muro convencional.	71
Figura 5.13 : Deformación de corte experimental versus carga lateral para el muro alternativo.72	
Figura 5.14 : Deformación de flexión experimental versus carga lateral para el muro convencional.	72
Figura 5.15 : Deformación de flexión experimental versus carga lateral para el muro alternativo.	73
Figura 5.16 : Contribución del corte y flexión en función de las derivas para cada muro estudiado.	73
Figura 6.1 : Grados de libertad del modelo E-SFI en un elemento y en un modelo de muro [10].	74
Figura 6.2 : Discretización del modelo de muro [10].	76
Figura 6.3 : Modelo con resorte rotacional para simular el deslizamiento en la unión columna-base [25].	77
Figura 6.4 : Discretización en milímetros de paneles y elementos de modelo E-SFI utilizado para muro convencional y alternativo.....	79
Figura 6.5 : Histéresis experimental versus la obtenida a partir del modelo E-SFI para el muro convencional, utilizando 3 ciclos por deriva.....	80
Figura 6.6 : Histéresis experimental versus la obtenida a partir del modelo E-SFI para el muro alternativo, utilizando 3 ciclos por deriva.	80
Figura 6.7 : Paneles escogidos para realizar el análisis.	83
Figura 6.8 : Deformación en la dirección vertical de los paneles de borde, con carga axial ($P/f'c A_g = 0.1$) y razón de aspecto ($H/L_w = 1.1$) constantes.	84
Figura 6.9 : Direcciones principales en panel de borde izquierdo , con carga axial ($P/f'c A_g = 0.1$) y razón de aspecto ($H/L_w = 1.1$) constantes.	85

Figura 6.10 : Direcciones principales en panel de borde izquierdo , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.15$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.	86
Figura 6.11 : Direcciones principales en panel de borde izquierdo , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.5$) constantes.	87
Figura 6.12 : Resumen de derivas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1.	88
Figura 6.13 : Resumen de cargas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1.	89
Figura 6.14 : Valores principales en primer panel del alma (de izquierda a derecha) , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.	90
Figura 6.15 : Resumen de derivas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1.	91
Figura 6.16 : Valores principales en primer panel del alma (de izquierda a derecha) , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.15$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.	92
Figura 6.17 : Resumen de derivas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5.	93
Figura 6.18 : Valores principales en primer panel del alma (de izquierda a derecha) , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.5$) constantes.	94
Figura 6.19 : Resumen de máximas derivas obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro convencional.	96
Figura 6.20 : Resumen de máximas cargas axiales obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro convencional.	96
Figura 6.21 : Comparativa de curvas corte/flexión del ensayo experimental con diseño convencional versus lo obtenido del modelo E-SFI.	97
Figura 6.22 : Comparativa de curvas corte/flexión del ensayo experimental con diseño alternativo versus lo obtenido del modelo E-SFI.	98
Figura 6.23 : Comparativa de contribución del corte y flexión obtenidos experimentalmente y a través del modelo E-SFI para el muro convencional y alternativo respectivamente.	98
Figura 6.24 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 2 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	99
Figura 6.25 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 5 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	99
Figura 6.26 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 12 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	100
Figura 6.27 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($/fc Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección este (máximos positivos).	101

Figura 6.28 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5 (y 2.0), cuando la carga se aplica en la dirección este (máximos positivos).	101
Figura 6.29 : Comparación entre muros convencional y alternativo respectivamente con sus pares sin presencia de confinamiento en el borde.	102
Figura 6.30 : Comparación entre muros con y sin presencia de confinamiento respectivamente.	103
Figura 6.31 : Comparación entre muro convencional con confinamiento en el borde y muro alternativo sin confinamiento en el borde.	104
Figura 8.1 : Direcciones principales en panel de borde derecho , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.	112
Figura 8.2 : Direcciones principales en panel de borde derecho , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.15$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.	112
Figura 8.3 : Direcciones principales en panel de borde derecho , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.5$) constantes.	113
Figura 8.4 : Resumen de cargas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1.	113
Figura 8.5 : Resumen de cargas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5.	114
Figura 8.6 : Resumen de máximas derivas obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro alternativo.	114
Figura 8.7 : Resumen de máximas cargas axiales obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro alternativo.	115
Figura 8.8 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos negativos).	115
Figura 8.9 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos positivos).	116
Figura 8.10 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos negativos).	116
Figura 8.11 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos negativos).	117
Figura 8.12 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 1.	117
Figura 8.13 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 2.	118
Figura 8.14 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 3.	118

Figura 8.15 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 4.....	119
Figura 8.16 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 5.....	119
Figura 8.17 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 6.....	120
Figura 8.18 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 7.....	120
Figura 8.19 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 8.....	121
Figura 8.20 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 9.....	121
Figura 8.21 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 10.....	122
Figura 8.22 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 11.....	122
Figura 8.23 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 12.....	123
Figura 8.24 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 13.....	123
Figura 8.25 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 14.....	124
Figura 8.26 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 15.....	124
Figura 8.27 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 16.....	125
Figura 8.28 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 17.....	125
Figura 8.29 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 18.....	126
Figura 8.30 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 3 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	126
Figura 8.31 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 4 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	127
Figura 8.32 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 6 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	127
Figura 8.33 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 7 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	128
Figura 8.34 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 8 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	128
Figura 8.35 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 9 en los muros convencional y alternativo respectivamente.	129
Figura 8.36 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 10 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	129
Figura 8.37 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 11 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	130
Figura 8.38 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 13 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	130
Figura 8.39 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 14 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	131

Figura 8.40 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 15 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	131
Figura 8.41 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 16 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	132
Figura 8.42 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 17 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	132
Figura 8.43 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 18 en los muros convencional y alternativo respectivamente.....	133

Capítulo 1

Introducción

En Chile, debido a la alta tasa de eventos sísmicos por año producto de la subducción de la placa Sudamericana bajo la placa Nazca, el diseño de estructuras cobra crucial importancia para garantizar la seguridad tanto del edificio como de las personas que lo ocuparán. La experiencia dejada por el terremoto de magnitud 8.8 Mw del Maule en 2010 reveló que los muros cortos, son especialmente vulnerables al corte, mostrando un comportamiento frágil y propenso al fallo.

En edificios, se pueden encontrar tanto muros esbeltos como muros cortos con una menor relación de aspecto (altura/largo), los cuales se emplean en estructuras de poca altura como centrales nucleares, edificios industriales, estacionamientos, pasos elevados de autopistas y pilares de puentes [1]. La presencia de perforaciones para ventanas y/o puertas también puede generar muros cortos.

Durante un terremoto, es fundamental que una estructura sea capaz de disipar energía de manera confiable para evitar fallas frágiles. En el caso de los muros cortos, su respuesta está controlada por fuerzas de corte, incluso por encima de los momentos aplicados [2]. Por lo tanto, un diseño sísmico adecuado requiere que todos los elementos sean capaces de desarrollar su resistencia a la flexión antes de alcanzar su capacidad máxima [3]. Un muro estructural bien detallado suele estar controlado por flexión [4].

Sin embargo, los muros cortos presentan una menor capacidad de absorción y disipación de energía en comparación con aquellos que fallan por flexión debido al efecto de adelgazamiento, especialmente en especímenes con una menor relación de aspecto [5]. En los muros de baja relación de aspecto, pueden ocurrir tres tipos de fallas principales: tracción diagonal, compresión diagonal y falla de corte por deslizamiento, siendo crucial la relación entre las armaduras horizontal y vertical del alma para determinar el tipo de falla que podría ocurrir [4]. La falla por tracción diagonal se da cuando en el alma del muro se proporciona un refuerzo horizontal inadecuado, provocando deslizamiento a lo largo del plano diagonal y desencadenando la aparición de grietas diagonales [6]. La falla de compresión diagonal se da cuando se proporciona un suficiente refuerzo horizontal de corte, dándose que los puntales de compresión diagonal de hormigón se van deteriorando a medida que ocurre el ciclado inverso, generando un aplastamiento frágil que comienza en la parte inferior de los bordes, reduciendo significativamente la resistencia a compresión del hormigón [6]. La falla de corte por deslizamiento ocurre cuando el muro tiene suficiente refuerzo horizontal para evitar la falla por tracción diagonal, acompañada de una pequeña cantidad de refuerzo vertical en el centro del muro y una carga axial baja. Pasados unos pocos ciclos de fluencia de la armadura longitudinal, se forman deformaciones de deslizamiento a lo largo de las grietas de flexión interconectadas formando una trayectoria de corte horizontal continua [1].

Los ensayos realizados por Paulay et al. [6] mostraron que aquellos que fallan por tracción o compresión diagonal como resultado de la carga cíclica exhiben una ductilidad limitada,

acompañada de una dramática degradación en la rigidez y resistencia. Para lograr que los muros de corte exhiban una mayor ductilidad, es necesario proporcionarles una resistencia de corte mayor que la requerida para lograr la fluencia por flexión en las barras de borde [5].

En las vigas de acoplamiento, que son elementos estructurales igualmente afectados por los esfuerzos de corte durante un terremoto, se permite que se formen deformaciones dúctiles con el fin de disipar energía mientras se mantiene la estabilidad del sistema estructural [7]. En la actualidad, al sufrir una falla frágil, estos elementos dejan de soportar la carga de manera inmediata, lo que transfiere las cargas a otros elementos que experimentarán un incremento en las fuerzas a las que están sometidos.

Se realiza el ensayo de dos muros: uno con un detallamiento convencional y otro con uno alternativo. El diseño convencional se compone de una configuración con una armadura de borde y una doble malla en el alma, mientras que el diseño alternativo se basa en esta misma configuración convencional, pero con el extra de la localización de estribos en ambas diagonales, cubriendo aproximadamente un 25% del ancho del puntal diagonal. El puntal diagonal es la principal vía de transferencia de esfuerzos desarrolladas en el alma del muro [8]. Cuando un muro se agrieta, la armadura horizontal toma tensión y por ende tiende a cerrar las grietas formadas [9]. Estos muros se construyen y ensayan en el Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, donde se estudia su comportamiento mediante el uso de sensores LVDT y se generan las respectivas curvas histeréticas.

Se emplea un modelo para capturar la respuesta global utilizando los mismos parámetros de los ensayos. Se lleva a cabo un análisis paramétrico en el que se varía la cantidad de refuerzo tanto vertical como horizontal, así como la relación de aspecto. En combinaciones con una alta cantidad de armadura tanto en el alma como en el borde (1% y 5% respectivamente), y una relación de aspecto baja (1:1), el diseño alternativo aumenta la ductilidad en un 50%. Sin embargo, la efectividad del diseño alternativo disminuye a medida que se reduce la armadura en el borde y aumenta la relación de aspecto (de 1:1 a 2:1). Esto destaca la eficacia del diseño alternativo en configuraciones con una alta armadura longitudinal en los extremos, junto con un confinamiento efectivo en el borde y una relación de aspecto reducida del muro.

Se emplea un modelo E-SFI (*Efficient – Shear Flexure Interaction*) [10] para capturar la respuesta global utilizando los mismos parámetros de los ensayos. De igual manera, se lleva a cabo un estudio de análisis paramétrico, en el que se busca realizar un análisis previo de las configuraciones a ensayar, así como estudiar la respuesta variando ciertos parámetros esenciales para comprender el comportamiento de un muro corto sometido a una carga cíclica inversa.

Es esencial abordar adecuadamente el diseño y la resistencia sísmica de los muros cortos en Chile, dada la alta actividad sísmica en la región. El desarrollo de soluciones que mejoren el comportamiento dúctil de estos muros puede ser clave para garantizar la seguridad de las estructuras y las personas durante eventos sísmicos.

1.1. Hipótesis

- La inclusión de estribos cerrados a lo largo de las diagonales de un muro corto, susceptible a una falla por corte, mejora su ductilidad y tiene el potencial de inducir un cambio en el modo de falla a una más flexural. Mediante el uso de modelos E-SFI (Efficient – Shear Flexure Interaction) se pretende capturar el enfoque de diseño para así ampliar el estudio y utilidad de esta configuración alternativa a muros con una razón de aspecto mayor y cuantías de alma y borde diferentes.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Realizar dos ensayos experimentales: uno siguiendo un diseño convencional y otro aplicando un detallamiento alternativo, junto con el desarrollo de modelos E-SFI (*Efficient – Shear Flexure Interaction*), para así analizar las diferencias en el comportamiento al incluir una distribución de estribos en la diagonal, para después a partir de un análisis paramétrico proporcionar una recomendación de uso y viabilidad.

1.2.2. Objetivos específicos

- Diseño, construcción y ensayo de muros convencional y alternativo.
- Realización de un análisis paramétrico variando los parámetros más relevantes en la respuesta de un muro con baja relación de aspecto.
- Entrega de recomendación general.

1.3. Organización

CAPITULO 1: Introducción

Se expone la motivación que impulsa la realización de este estudio, seguida de un resumen conciso de los procedimientos que se pretenden llevar a cabo.

CAPITULO 2: Marco teórico

Se sientan las bases teóricas extraídas de la literatura y que son utilizadas para justificar la realización de la tesis, el procedimiento a seguir y la elección de las variables a considerar en el análisis paramétrico.

CAPITULO 3: Diseño y descripción de probetas

Se muestra el proceso previo para llegar a la estructuración final y los respectivos esquemas de los muros a ensayar.

CAPITULO 4: Construcción y montaje de probetas

Se presenta en detalle el proceso de construcción, montaje e instrumentación de los muros convencional y alternativo.

CAPITULO 5: Resultados de ensayos

Se exponen los resultados derivados de los ensayos, destacando el desempeño global de ambos muros, el progreso de daño experimentado y las deformaciones tanto a corte como a flexión que se observaron.

CAPITULO 6: Resultados de modelos

Se proporciona una breve descripción de lo que corresponde a un modelo E-SFI, acompañado de las consideraciones hechas para la respectiva modelación. Se presentan los resultados asociados a los muros ensayados experimentalmente, junto a lo obtenido del análisis paramétrico, a partir de la evaluación de distintas combinaciones obtenidas de la variación de los parámetros más significantes en un muro de baja relación de aspecto.

CAPITULO 7: Recomendaciones y conclusiones

Conclusiones extraídas a partir de lo obtenido experimentalmente y su comparación con lo generado a partir de los modelos. Se enlistan las resoluciones obtenidas del análisis paramétrico, las combinaciones que tuvieron mejor comportamiento y el porqué de sus comportamientos, terminando en una recomendación final del uso del diseño alternativo.

Capítulo 2

Marco Teórico

Debido a su baja relación de aspecto, en la base del muro se generan grandes esfuerzos de corte que probablemente provoquen una destrucción de la estructura antes de alcanzar la resistencia a flexión. En los muros de baja relación de aspecto, las fuerzas de corte aplicadas tienden a controlar la respuesta por sobre los momentos ejercidos [2], por lo que se evidenciará una respuesta no flexural y más afecta a grietas diagonales.

La resistencia al corte de un muro aumenta con el incremento de las tensiones de compresión y disminuye con las tensiones de tracción [5], por lo que con la inversión de carga se generaran planos diagonales en los que la resistencia de corte pasará de un estado fuerte a uno más débil, posibilitando así la generación de grietas.

En los elementos que tiene la flexión como falla predominante, el agrietamiento y fallo se concentra principalmente en la región de la rótula plástica, mientras que en aquellos que lo hacen a corte, el fallo se produce debido al agrietamiento del alma [7], presenciándose las típicas grietas en forma de X en la bi-diagonal, generadas por la inversión de carga y las fuertes tensiones a las que se ve sometido el puntal diagonal.

2.1. Tipos de fallas en muros cortos

En un muro de baja relación de aspecto, dependiendo del detallamiento se tendrán tres tipos de fallas posibles; falla de tracción diagonal, falla por compresión diagonal y falla de corte por deslizamiento.

2.1.1. Falla de tracción diagonal

La primera de ellas corresponde a la tracción diagonal, que se da cuando en el alma del muro se proporciona un refuerzo horizontal inadecuado. Este refuerzo fluye, dando paso a la preponderante aparición de grietas diagonales [6]. Posterior a esto, se da paso a un deslizamiento a lo largo del plano diagonal hasta que repentinamente se produce el fallo, de la mano de la ruptura de la armadura que cruza tal dirección.

Tal como se evidencia en la Figura 2.1 cuando la armadura de refuerzo es insuficiente, una grieta de esquina a esquina se forma. No obstante, esta grieta se puede formar también en un plano más inclinado si es que hay un camino disponible para transferir la carga de corte al resto del muro, pudiendo no resultar tal fisura en una falla [6].

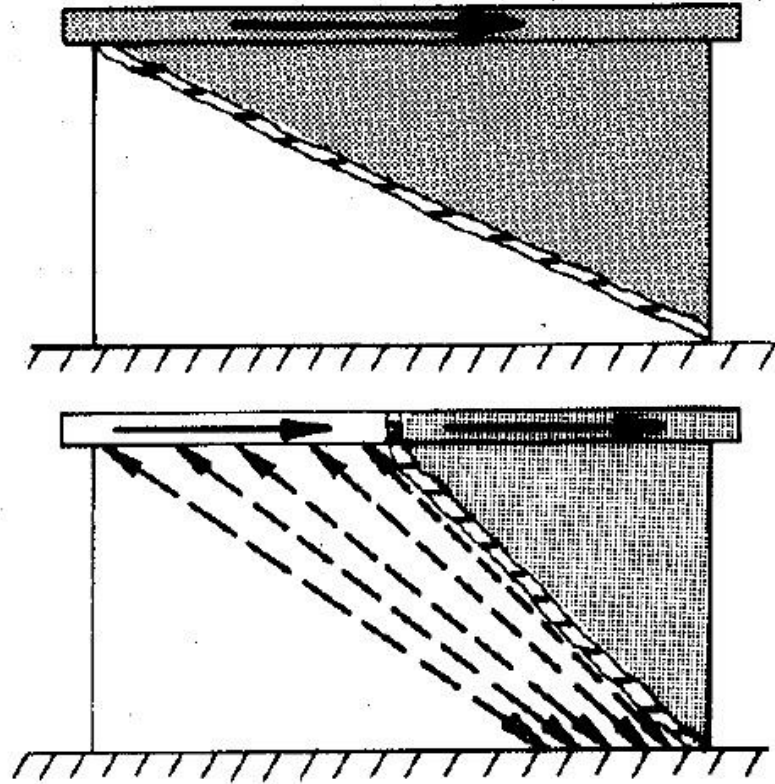


Figura 2.1 : Modo de falla por tracción diagonal [6].

Una falla por tracción diagonal puede generarse también a lo largo de un plano de falla más inclinado, teniéndose que, si hay un camino disponible para la transferencia de carga de corte al resto del muro, tal fisura puede no resultar en falla [6]. Diferentes ensayos (Paulay et al. 1982; Pilakoutas and Elnashai 1995; Hidalgo et al. 2002; Lopes 2001a, b; Carrillo and Alcocer 2013, como se citó en [1]) demostraron que la inclinación del plano de falla depende de dos parámetros: 1) la relación de aspecto del muro; 2) la existencia de una viga en la parte superior de los muros.

Poco después de que el refuerzo horizontal fluye y aparecen grietas diagonales muy espaciadas, el fallo se produce repentinamente a través de un deslizamiento del plano diagonal acompañado de una ruptura de la armadura horizontal que cruza este plano [1]. Se tiene que, si la cantidad de refuerzo del alma es baja, una gran reducción de la capacidad de carga lateral (que puede considerarse fallo) suele producirse inmediatamente después de que el refuerzo fluya y se rompa [9]. En estos muros se observa que el aplastamiento del hormigón se inicia en el centro del puntal diagonal, observándose que a grandes niveles de deriva las esquinas inferiores del espécimen igual se terminan aplastando por los esfuerzos de compresión [4].

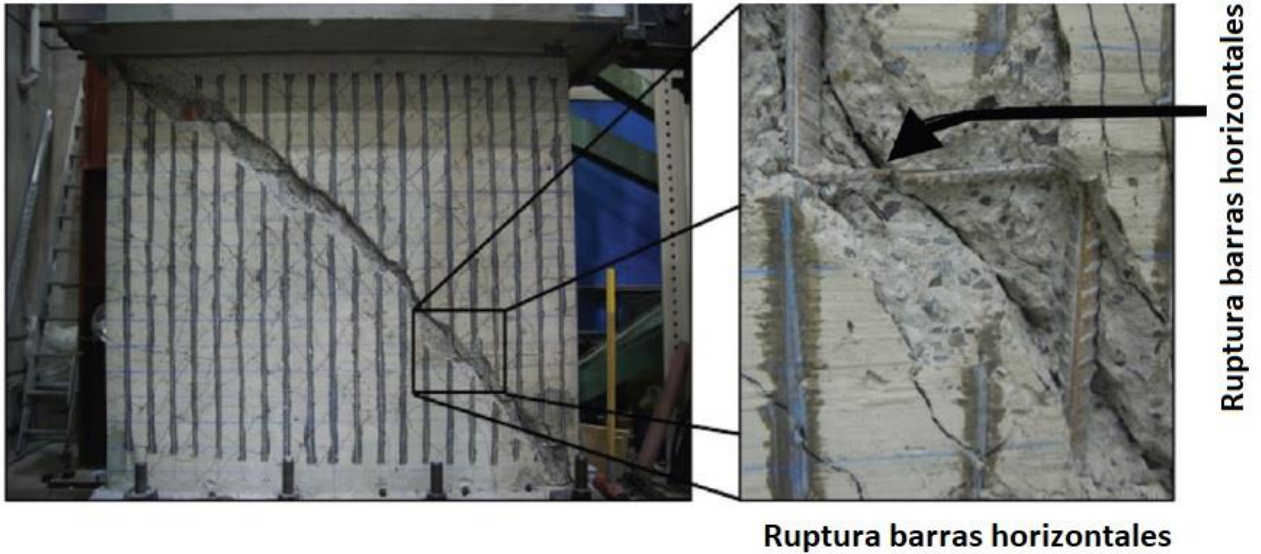


Figura 2.2 : Falla tracción diagonal [1].

Investigaciones experimentales han revelado que los muros cortos con fallo por tracción diagonal presentan una respuesta histerética con adelgazamiento. Los bucles de respuesta histerética presentan un ablandamiento inicial seguido de una recuperación gradual de la resistencia a la carga [1]. Feng Wei et al. evidencian en su trabajo que las curvas histeréticas de las probetas que terminaron fallando por tracción diagonal, muestran un claro efecto de adelgazamiento y una escasa capacidad de disipación de energía, teniéndose sin embargo una lenta degradación de la resistencia durante la última etapa de carga.

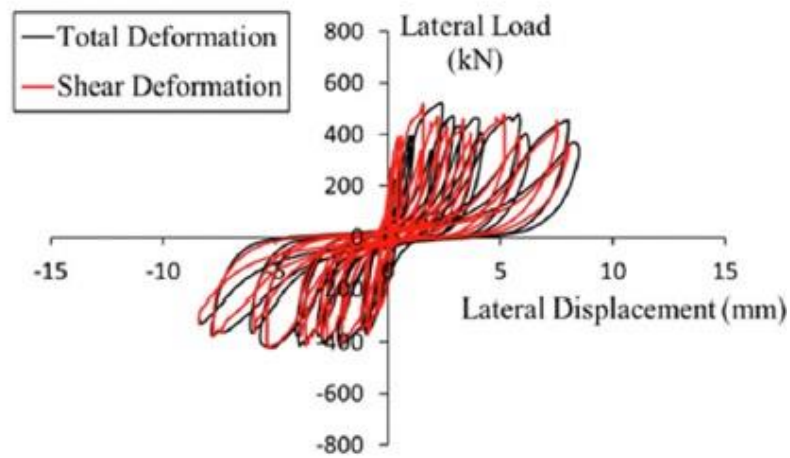


Figura 2.3 : Curva histerética de espécimen con falla de tracción diagonal [11].

En una falla de tracción diagonal, la primera grieta que aparece es horizontal, donde luego con el aumento del desplazamiento aparecen nuevas que resultan ser principalmente diagonales. Cuando se alcanza la máxima capacidad se desprenden pequeños trozos de hormigón en la base y parte superior de ambos lados del muro. En la intersección de las grietas diagonales con las horizontales se desprenden grandes bloques de hormigón triturado. Después que el espécimen alcanza su máxima capacidad de carga, aparecen grietas diagonales transversales que se extienden a los extremos superior e inferior del muro. Las muestras pierden su capacidad de carga debido a la formación de grietas horizontales transversales a aproximadamente un tercio de la altura del muro [11].

Previo a alcanzar la carga máxima, la deformación por corte es muy pequeña. Posterior a la carga máxima, esta deformación aumenta rápidamente con el incremento del desplazamiento. En las probetas con un shear span ratio de 1.0, la deformación por corte representa aproximadamente el 70% de la deformación total [11].

2.1.2. Falla de compresión diagonal

Cuando el esfuerzo cortante promedio en la sección del muro es grande y ya se ha proveído una cantidad adecuada de armadura horizontal, el hormigón debería presentar un aplastamiento bajo compresión diagonal. Los puntales de compresión diagonal de hormigón en el alma del muro se verán fuertemente afectados a medida que las grietas diagonales formadas a partir de la carga cíclica inversa se abren y cierran, presentándose así un aplastamiento que comienza en los bordes de los muros, trasladándose posteriormente al interior del alma a medida que las derivas aumentan. Las grietas diagonales que se cruzan, y se abren y cierran cíclicamente, reducen considerablemente la resistencia a la compresión del hormigón [6]. A medida que la tensión media en el alma del muro va aumentando, la anchura de las grietas va aumentando continuamente, por lo que el hormigón de recubrimiento comienza a desprenderse [11].

En una falla de compresión diagonal se tiene que el aplastamiento reduce el área efectiva de corte que resiste el deslizamiento. La gran cantidad de refuerzo transversal evita que las grietas diagonales principales se abran, evitando también el aplastamiento a lo largo del puntal de compresión diagonal entre las grietas. Debido a que el área efectiva que resiste este deslizamiento por corte disminuye, el aplastamiento del hormigón se propaga hacia el interior a lo largo de la interfaz muro-pedestal [4]. Después de alcanzar la máxima capacidad de carga, el hormigón junto a las grietas transversales en las paredes está parcialmente aplastado y descascarado, hasta que en la fase final el hormigón en la base y parte superior de ambos lados termina aplastado [11].

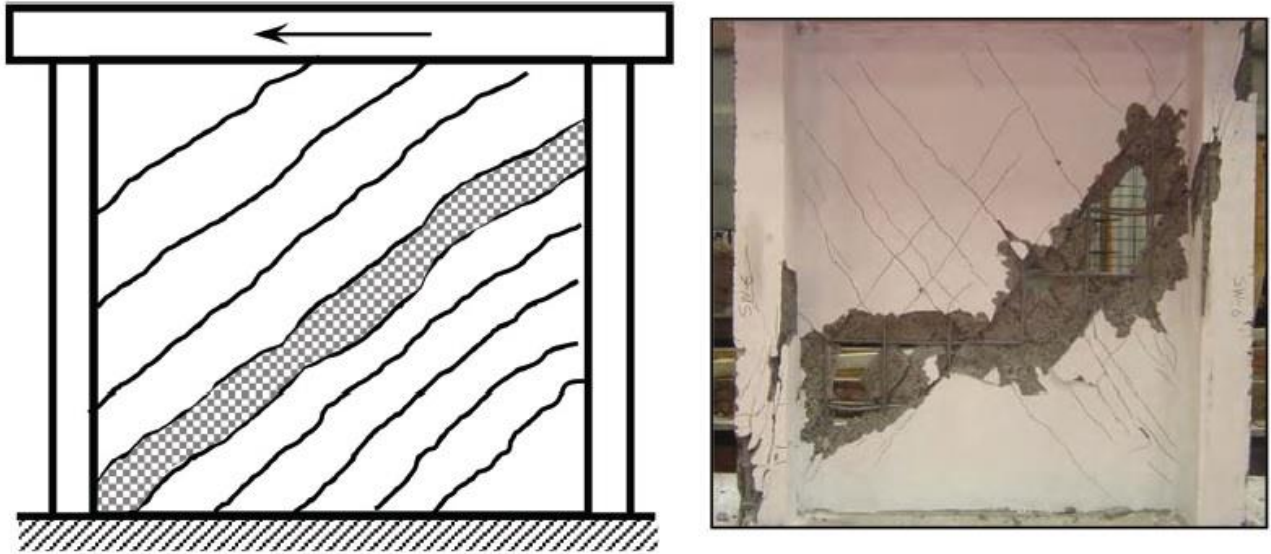


Figura 2.4 : Falla por compresión diagonal [1].

La existencia de la carga axial con un valor grande aumenta las tensiones de compresión en el alma del muro y acelera la aparición del fallo por compresión diagonal, demostrándose que la aparición de este fallo está íntimamente correlacionada con el mecanismo de flexión (Looi et al. 2017, como se citó en [1]).

Las fallas de compresión diagonal resultan en dramáticas e irrecuperables pérdidas de resistencia, por lo que son altamente no deseadas en muros de corte que deberían responder de una manera dúctil [6]. Especímenes con falla de compresión diagonal se destruyen debido a la repentina pérdida de capacidad de carga, por lo que muestran características de fragilidad [11]. Se quieren evitar esto porque evidenciaría un comportamiento frágil, teniéndose por ende una falla repentina que podría traer consecuencias graves tanto estructural como legalmente si está la vida de personas en juego.

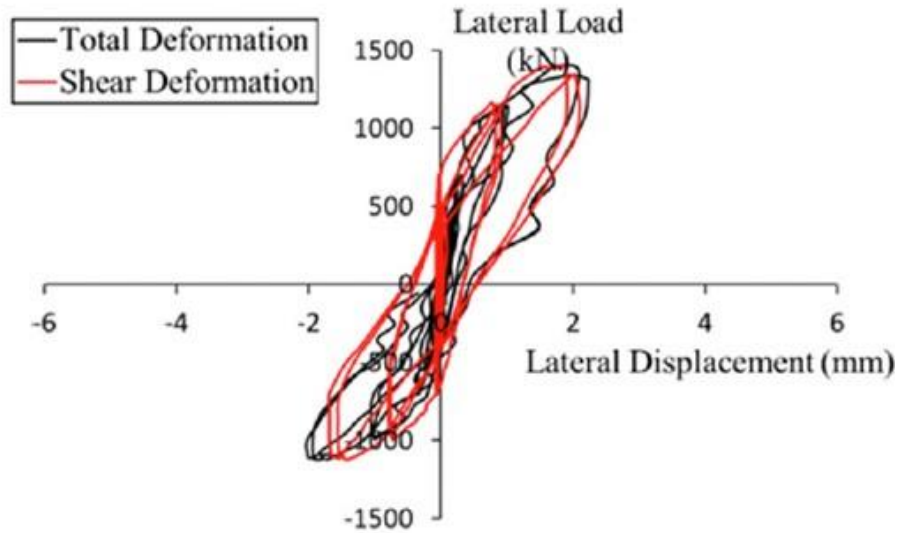


Figura 2.5 : Curva histerética de espécimen con falla de compresión diagonal [11].

Al igual que para el caso de tracción diagonal se presenta un adelgazamiento en la curva histerética. No obstante, este adelgazamiento es relativamente bajo, teniéndose además que los bucles histeréticos son bien redondeados y aproximados en apariencia a lo que vendría siendo una respuesta por flexión. La diferencia está en que estas curvas vienen seguidas de una repentina pérdida de rigidez debido al aplastamiento del hormigón del alma bajo la carga cíclica.

2.1.3. Falla de corte por deslizamiento

El fallo de deslizamiento por corte tiene lugar cuando el muro tiene suficiente refuerzo horizontal para evitar el fallo por tracción diagonal, y una cantidad relativamente pequeña de refuerzo vertical en el alma del muro con baja carga axial. Pasados unos pocos ciclos de fluencia de la armadura longitudinal, se forman deformaciones de deslizamiento a lo largo de las grietas de flexión interconectadas formando una trayectoria de corte horizontal continua [1]. Además de la cesión de la armadura longitudinal, se tiene un crecimiento y ensanchamiento de las grietas de la interfaz [4].

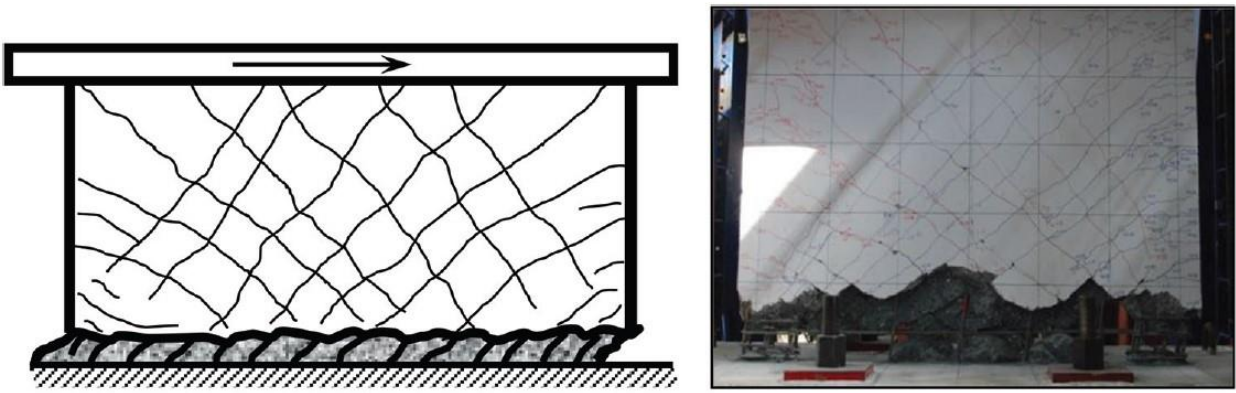


Figura 2.6 : Falla de corte por deslizamiento [1].

Feng Wei et al. [11] en su trabajo muestran que las curvas histeréticas para este tipo de fallo son relativamente completas, evidenciando una mejor ductilidad y una mayor capacidad de disipación de energía que los otros dos casos mencionados previamente, producto del plano de deslizamiento por corte que se genera en la base.

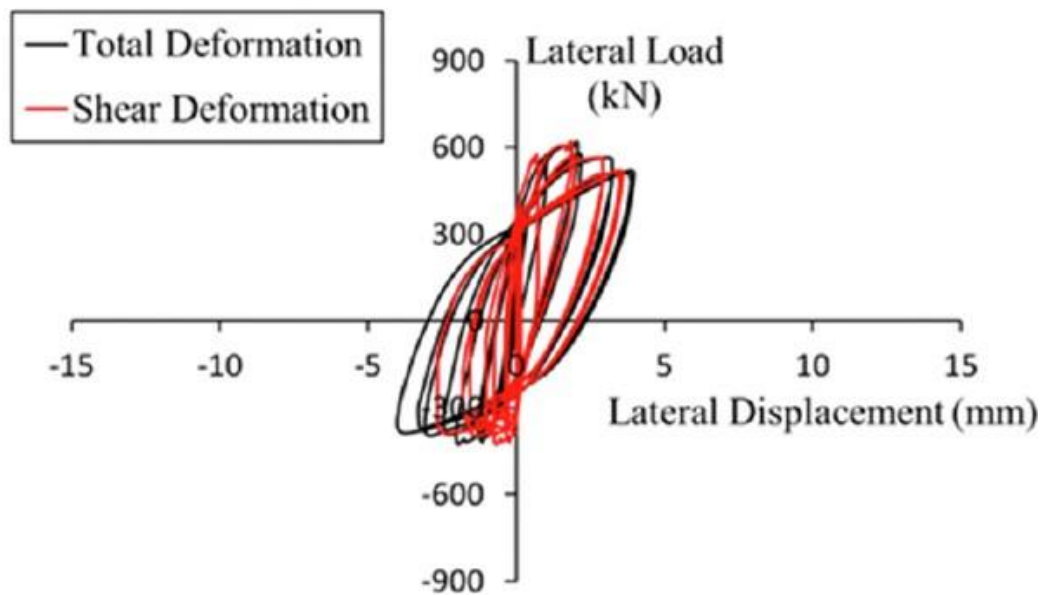


Figura 2.7 : Curva histerética de espécimen con falla de corte por deslizamiento [11].

En la figura previa se observa una asimetría en el comportamiento histerético. Esto se debe a que debido a los desplazamientos de corte por deslizamiento que ocurren durante la inversión de carga, la compresión en la respectiva zona de compresión por flexión es transmitida por caminos desiguales a través de la superficie de las grietas [6].

En un espécimen que se ve afectado por una falla de corte por deslizamiento, las deformaciones por flexión son más significativas en la respuesta (flexión del muro y rotación de la interfaz muro-pedestal), en donde se tiene que puede alcanzar aproximadamente el 50% de la deformación por corte. En tal caso se vería entonces que la respuesta estaría controlada por la

flexión y no por el corte. Esta mayor contribución de las deformaciones de flexión se debe a la fluencia de las barras verticales del alma, antes de que se alcance la capacidad nominal de flexión o la capacidad de fricción por corte, teniéndose un comportamiento más dúctil. No obstante, la gran desventaja que se tiene es que la capacidad de carga lateral es significativamente más pequeña que en los otros muros [4].

El efecto dovela podría evitar el fallo de corte por deslizamiento, pero estos especímenes muestran una rápida degradación de la rigidez y un adelgazamiento bajo ciclos de carga repetidos [7]. Cuando se forma un plano de deslizamiento en la base, la carga horizontal termina siendo soportada principalmente por este efecto dovela de las barras verticales y la fricción del hormigón a lo largo del plano de deslizamiento [11]. En este tipo de fallo, se da también que las inversiones de carga tienden a enderezar las barras (que por pandeo ya no podían contribuir más a la resistencia de corte al deslizamiento), obteniéndose entonces que vuelven a contribuir [6].

En un muro con falla de corte por deslizamiento, la base se agrieta antes en ambos lados y después éstas se extienden continuamente hacia el interior del muro a lo largo de la dirección horizontal, formando gradualmente grietas transversales en la base del muro. Ya cuando se alcanza la máxima capacidad de carga se forman grietas interiores en la base del muro, aumentando su anchura con el incremento del desplazamiento horizontal. A su vez, se da el desprendimiento de grandes trozos de hormigón en la base, teniendo que las otras partes se mantienen relativamente intactas con sólo algunas grietas. Luego, ya cuando se supera la resistencia al corte del plano de deslizamiento, se produce entonces el fallo por deslizamiento en la base del muro. La razón de fallo termina siendo entonces el debilitamiento de la junta de construcción en la base. De esta forma, se tiene una carga máxima mucho menor debido al debilitamiento de la capacidad resistente al corte del muro. No obstante, los bucles histeréticos resultan ser relativamente completos, presentando una buena capacidad de disipación de energía debido al efecto dovela de las barras verticales en el plano de deslizamiento [11].

2.2. Factores que afectan el comportamiento de muros cortos

La evidencia analítica indica que la deformación horizontal promedio es principalmente dependiente de parámetros como: razón de aspecto, cuantía del alma distribuida horizontalmente, nivel de carga axial, así como las derivas laterales.

2.2.1. Relación de aspecto

La razón de aspecto corresponde a la relación entre la altura y la longitud del muro, tiene una crucial relevancia en el comportamiento que tendrá el muro corto, afectando su resistencia al corte, su deformabilidad y el modo de fallo. Los muros de baja relación de aspecto se pueden dar por ejemplo en viviendas habitacionales de uno o dos pisos, en donde estos elementos estructurales serán más rígidos y con menor posibilidad de alcanzar una gran ductilidad. En estos muros, las fuerzas de corte que son aplicadas tienden a controlar la respuesta por sobre los momentos.

Barda (Barda et al, 1977, como se citó en [1]) condujo un trabajo que estudia este parámetro, donde a partir de ocho muros cortos con diferentes razones de aspecto fue posible concluir que la resistencia al corte de un espécimen con una relación entre la altura y la longitud de 0,5 fue un 20% mayor que la resistencia al corte del espécimen compañero con una razón de aspecto de 1,0.

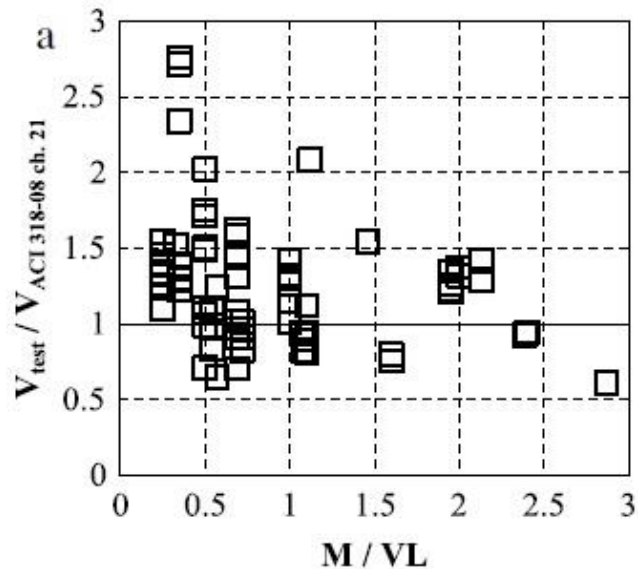


Figura 2.8 : Razón de resistencia de corte medida a calculada usando ACI 318-08 [9].

La capacidad de deformación disminuye con el shear-span, producto del incremento que se tiene en su rigidez lateral [5].

Cuanto mayor sea el *shear span ratio*, menor será la proporción de la deformación por corte y mayor será la proporción de la deformación por flexión. A mayor *shear span ratio* se tiene también que la rigidez inicial disminuye gradualmente y la capacidad portante máxima disminuye significativamente. La ductilidad de desplazamiento también mejora y la rigidez se degrada lentamente [11].

A mayor esbeltez, menor es la contribución del hormigón (V_c) en la resistencia nominal [9]. Se tiene que en los muros esbeltos las tensiones se concentran en las regiones de rótulas plásticas, mientras que en los muros cortos se produce una tensión asociada al puntal diagonal de compresión, por lo que se verá más solicitada la parte central del muro, teniéndose un mayor agrietamiento y a su vez, una mayor sollicitación el hormigón. A mayor relación de aspecto, la contribución de la armadura horizontal al corte es mayor que la vertical [8].

2.2.2. Cantidad de armadura vertical y horizontal del alma

Ahmed Arafa [1], basándose en los resultados de diversos investigadores que buscaban evidenciar el impacto de la armadura vertical u horizontal en el comportamiento de los muros cortos, pudo observar que la eficacia del refuerzo del alma depende de la relación de aspecto del muro, es decir, el aumento de la relación de aspecto a más de 1,0 hace que el refuerzo del alma vertical sea más eficaz que el refuerzo del alma horizontal y viceversa, teniéndose que tal eficacia

incluye una mejora en la capacidad de deformación y un aumento en la capacidad de disipación de energía.

El método de cálculo para la estimación de la resistencia de corte de muros cortos de la ACI 318 (2014) solo considera la cantidad de armadura horizontal en el alma, en donde la armadura vertical es considerada más por un concepto teórico de equilibrio de fuerzas internas. En cuanto al diseño mismo, la armadura tanto vertical como horizontal debe proveer y completar un puntal en el alma del muro igual al 0.25% de la diagonal de esta, para así controlar la propagación y el ancho de las grietas.

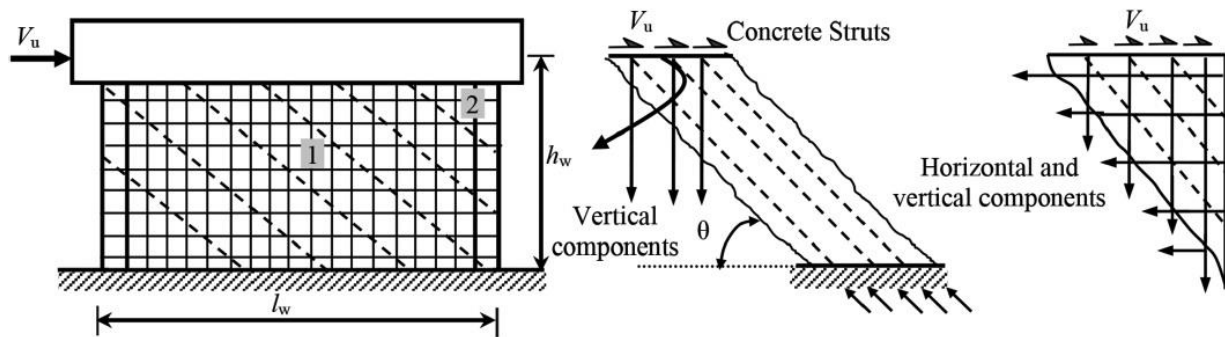


Figura 2.9 : Mecanismo de resistencia de corte en muros cortos [6].

En la figura adjunta se muestra un acercamiento hecho a una zona central del alma y una zona del borde del muro, en donde se evidencia que en ambas zonas se alcanza un equilibrio interno de fuerzas y en donde la armadura vertical cobra especial relevancia. Se muestra cómo se transfiere la fuerza de corte aplicada (V_u) a través del muro, generando las conocidas grietas diagonales para las cuales se proporciona una armadura vertical y horizontal que cumplen la labor de cerrarlas a medida que el ciclado va en una dirección y en la otra. La norma asume que el ángulo de la grieta diagonal de corte es de 45 grados, por lo que se requeriría teóricamente que la armadura vertical sea igual a la armadura horizontal para todo muro corto, independiente de su relación de aspecto.

El refuerzo vertical del alma influye tanto en la capacidad de carga lateral como en la distribución de las grietas diagonales. Si se tiene una mayor cuantía vertical, el patrón de grietas resulta ser más uniformemente distribuido, con grietas más frecuentes (Terzioglu 2018). Cuando se tienen menores cuantías, el patrón de grietas resulta ser más completo (Wei F. 2022).

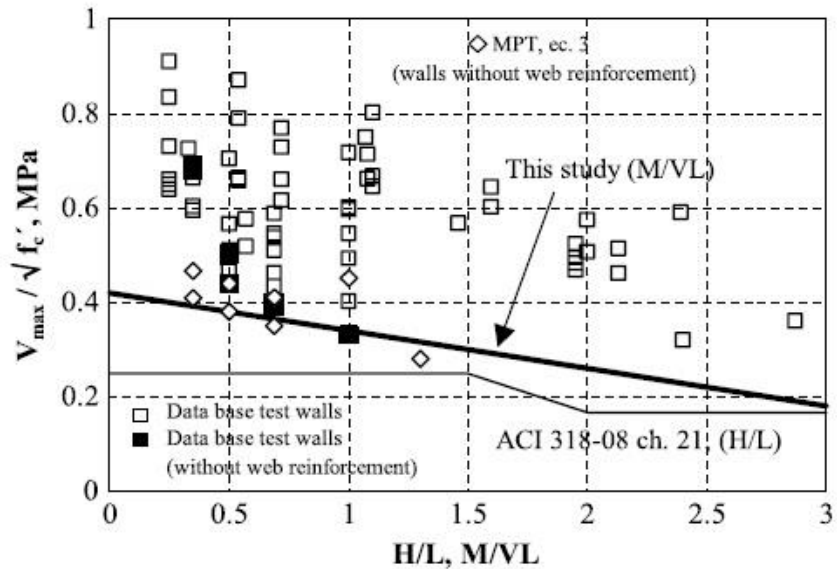


Figura 2.10 : Resistencia V_{max} normalizada por $\sqrt{f'_c}$ como una función de H/L y M/VL [9].

En la figura previa se muestran casos de cómo cambiaría la resistencia máxima si no se considerara el refuerzo del alma, teniéndose que esta resistencia disminuiría y por ende el muro estaría más propenso a fallar por corte y de una manera más repentina.

La máxima deriva que se alcanza sin una pérdida significativa de resistencia se ve afectada por la cantidad de refuerzo horizontal distribuido y por la razón de aspecto del muro [5]. Según Paulay et al. [6], el desarrollo de la capacidad de flexión en un muro se ve directamente afectado por el arreglo de armadura vertical en su sección. Para lograr una mayor resistencia, se prefiere un refuerzo bien distribuido que proporcione una mayor fuerza de compresión del hormigón en las zonas de compresión y, al mismo tiempo, mejore las condiciones para el efecto dovela. De esta manera, un refuerzo adecuadamente dispuesto permitirá una mejor distribución de las fuerzas y tensiones a lo largo del muro, aumentando su capacidad para soportar cargas y flexiones de manera más eficiente.

En el mecanismo actual de resistencia para muros cortos se establece que el refuerzo vertical del alma es necesario para mantener el equilibrio de fuerzas internas. En las ecuaciones se considera la cuantía horizontal para resistir las demandas, pero en realidad la armadura vertical también actúa para contrarrestar estas cargas y mantener el equilibrio interno. Con respecto a las fuerzas en los puntales inclinados, estas deben ser equilibrados verticalmente por el refuerzo de acero vertical, tanto en el alma como en los bordes de muros. Producto de todo lo anterior, en los códigos se exige un porcentaje de refuerzo del alma vertical similar al horizontal [9].

2.2.3. Carga axial

La carga axial siempre está presente en un muro estructural dentro de un edificio, por lo que es necesario considerar los efectos que produce sobre el comportamiento general de un muro de baja relación de aspecto. Cuando se tiene una probeta sometida a compresión axial, el aplicar carga axial hace que se tenga una mayor disipación de energía, al tener un mayor control del adelgazamiento en los bucles histeréticos [3].

Al aplicar la carga axial se tiene una mayor capacidad de carga lateral, pero a su vez, la degradación después de alcanzada la capacidad máxima es más repentina [4].

La tensión axial reduce significativamente la capacidad de resistencia al corte, la rigidez lateral y la capacidad de disipación de energía, pero aumenta la capacidad de deformación última y ductilidad de los muros cortos. Si se perdiera la capacidad de carga axial, lo que se observaría sería una falla de flexión [11].

La carga axial tiene especial relevancia en la formación de las grietas, ya que producen las primeras grietas horizontales que posteriormente se convierten en grietas principales inclinadas bajo la fuerza de corte. La compresión vertical generada por la carga axial compensa de cierta manera la flexión generada por el momento flector, conduciendo así a un aplazamiento de las grietas, una reducción en sus anchos y el aumento del área de corte del hormigón en la zona de compresión [11].

2.2.4. Uso de armadura diagonal en el alma

Extensos estudios se han conducido para estudiar la influencia que tiene la armadura diagonal en la respuesta de elementos estructurales propensos a fallar por corte, demostrándose que, en el caso específico de muros cortos en comparación con aquellos muros diseñados con una armadura convencional, se logra una mejora en el comportamiento, teniéndose un aumento en cuanto a la resistencia máxima que se alcanza y especialmente la ductilidad que se logra ante una excitación sísmica.

Una parte importante de la fuerza de corte horizontal se transmite desde la viga superior a la cimentación mediante puntales diagonales [6], por lo que el considerar una solución que ataque directamente esta sollicitación podría ser una buena alternativa. Una vez que se tiene el agrietamiento diagonal del hormigón, las fuerzas de corte son tomadas axialmente por las barras diagonales, teniéndose por ende que el comportamiento es dominado por el acero en estos casos [12].

Según Naish [13], el uso de refuerzo diagonal en un muro es fundamental para incrementar su resistencia a la flexión, llegando incluso a mejorar la carga cortante que puede soportar. Este tipo de refuerzo, dispuesto en forma diagonal a través del muro, proporciona una mayor resistencia a la compresión y capacidad de deformación de la armadura diagonal, al mismo tiempo que evita su pandeo. Se ha observado que las vigas con refuerzo diagonal presentan mayores rotaciones dúctiles, lo que evidencia su capacidad para deformarse dúctilmente sin

comprometer su integridad estructural [13]. De manera complementaria, según Paulay et al. [6], el acero dispuesto en forma diagonal contribuye significativamente a la resistencia a la flexión y al corte, al descomponer la fuerza de fluencia en componentes verticales y horizontales, respectivamente. Esta estrategia refuerza la estructura de manera integral y mejora su estabilidad frente a cargas y fuerzas externas. En conjunto, el refuerzo diagonal se presenta como una técnica valiosa y eficaz para fortalecer y aumentar la resistencia de estructuras de muros ante diversas condiciones y exigencias estructurales.

Las vigas acopladas son elementos estructurales fundamentales en el diseño sísmico debido a que permite la posibilidad de reducir considerablemente el momento flector del muro acoplado, y también a su capacidad de tener una mayor disipación de energía [12]. No obstante, su detallamiento no siempre es fácil cuando lo que se busca es ductilidad. Se puede hacer el símil en cuanto al comportamiento con los muros cortos, debido a que son elementos estructurales que, ante una excitación sísmica, son sometidos principalmente a esfuerzo cortante y por ende tienden a actuar como fusibles y fallar frágilmente. En aquellas vigas que tienen una menor relación de aspecto, se observa que las grietas se generan a lo largo de las diagonales principales, mientras que en aquellas que son más esbeltas, estas grietas se desarrollan cerca del final [12].

Para un buen desempeño sísmico de una viga de acoplamiento, se requiere: una gran cantidad de energía disipada y la capacidad de sostener tantos ciclos de desplazamientos post-elásticos como sean posibles [12]. De aquí el por qué el observar vigas de acople sirve para tener una idea de cómo podría ser el comportamiento en un muro corto, ya que los objetivos que se buscan en el diseño de este elemento estructural de baja relación de aspecto son similares.

La resistencia a compresión del hormigón afecta en gran medida al comportamiento sísmico de las vigas de acoplamiento reforzadas con barras diagonales. Aquellos especímenes con valores más bajos de $f'c$ sufren más por la inestabilidad del puntal de compresión [14].

Tassios et al. [12] evaluaron la variación en la respuesta sísmica que tendría una viga de acople modificando la configuración su distribución de armadura. Para evidenciar como afecta un diseño alternativo el comportamiento general, se extrae lo obtenido para un diseño convencional con solo armadura horizontal y vertical, y lo alcanzado con un diseño que incluya un set de armadura en la diagonal, tal como se logra apreciar en la Figura 2.11. Comparando los valores obtenidos para ductilidad de desplazamiento (μ_d), con la configuración CB-2A se obtiene un aumento de un 80% en relación con el caso CB-1A, cuando se tiene una razón de corte (definida como $\alpha_s = M/Vh$) de 0.5, y de un 79% cuando esta razón de corte es 0.83. A su vez, si se compara la ductilidad en términos de la energía almacenada (μ_E), con $\alpha_s = 0.5$ se tiene un aumento de un 123% y con $\alpha_s = 0.83$, de un 56%.

En la Figura 2.11 se muestra el elemento CB-2A que contiene armadura diagonal, la cual consiste en una columna constituida por un set de cuatro fierros rodeados por estribos colocados a una cierta distancia.

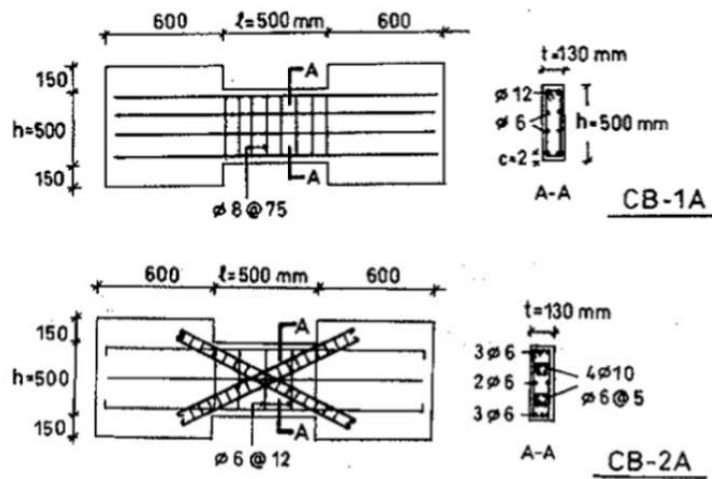


Figura 2.11 : Vigas de acople con distribución de armadura convencional (CB-1A) y con armadura diagonal (CB-2A) [12].

Paulay et al. [6] quisieron evaluar también la variación en la respuesta utilizando armadura diagonal en un muro corto, y tal como se aprecia en la Figura 2.12, *Wall 2*, que corresponde al muro diseñado con armadura diagonal, presenta una mayor disipación de energía que *Wall 1*, que hace referencia a un muro que consta de un diseño convencional, a medida que la ductilidad acumulada aumenta. Para este caso, la armadura de corte diagonal fue proveída para resistir el 30% de la carga de corte teórica, donde se asume que contribuye completamente a la resistencia a flexión y al corte, al descomponer su fuerza de fluencia en componentes verticales y horizontales respectivamente.

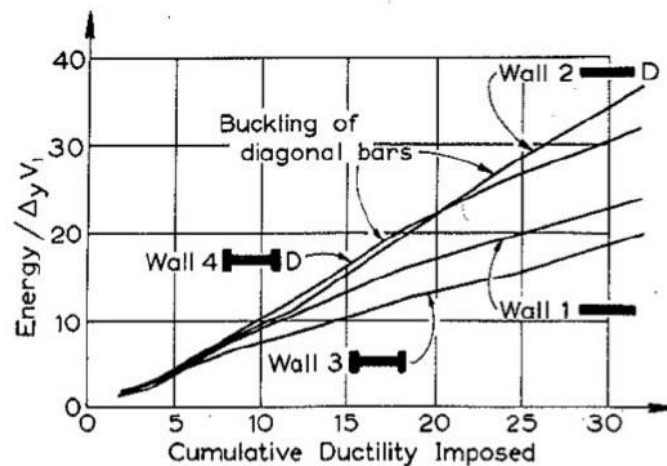


Figura 2.12 : Disipación de energía específica con ductilidad acumulada [6].

Iliya y Bertero [1] ensayaron dos muros de una relación de aspecto de 1.3, donde uno de ellos estaba reforzado con una igual cantidad de refuerzo horizontal y vertical en el alma, mientras que el otro contaba con un arreglo de barras ubicadas diagonalmente a 45 grados. Se obtuvo entonces, que esta última configuración aumenta la eficacia para resistir el efecto de las inversiones de carga, además de contribuir a un mejor control de la anchura de las grietas de corte inclinadas en el alma. En las probetas con diseño convencional el fallo se debe

principalmente a fisuración diagonal, pero en las que llevan refuerzo diagonal se obtuvo que predomina el fallo por flexión, evidenciando que se generó una respuesta más dúctil.

Choi [15] condujo ensayos de muros con y sin refuerzo diagonal en el alma. En la Figura 2.13 se muestran los parámetros utilizados en los experimentos, en donde se recalcan los especímenes SW7 y SWR2, en donde se usó armadura diagonal.

Wall Name	Shape	f'_c (MPa)	$\frac{M}{Vl_w}$	Axial Load (kN)	Shear Rein. Detail	Wall			Boundary Element			$\frac{V_{max}}{\sqrt{f'_c}}$ (psi)	Design Method
						W x H x T (mm)	ρ_n (%)	ρ_h (%)	B x D (mm)	ρ_f (%)	ρ_s (%)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
SW4		37.26	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.46	0.53	200x200	1.42	1.30	9.12	Con.
SW5		41.91	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.87	0.48	200x200	1.42	1.30	11.28	Con.
SW6		40.34	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.46	1.85	200x200	1.42	1.30	9.12	Cap.
SW7		40.34	0.75	300.0	H+D	1,500x950x100	(0.60)	(1.85)	200x200	1.42	1.30	10.21	Cap.
SWR1		40.34	0.75	300.0	H	1,500x950x100	0.46	1.85	100x200	1.42	1.30	6.10	Cap.
SWR2		40.34	0.75	300.0	H+D	1,500x950x100	(0.60)	(1.85)	10x20	1.42	1.30	6.28	Cap.

(4) Shear span ratio, l_w : Wall total length (5) Axial load except self weight (6) H: Horizontal reinforcements, D: Diagonal shear reinforcements (8)(9) : Equivalent steel ratio including cross diagonal shear reinforcements (11) Ratio of main flexural reinforcements area to gross concrete area of boundary element (12) Ratio of effective volume of confinement reinforcements to the volume of core (13) $v_{max} = V_i / (0.8l_w \cdot t), V_i = 1.25V_u$ (14) Con.: Conventional(ACI), Cap.: Capacity Design Method

Figura 2.13 : Resumen de muros testados [15].

Comparando los muros SW6 y SW7, con refuerzo de alma convencional y diagonal respectivamente, se observó que en la primera probeta se tuvo una falla debido al aplastamiento del alma, presentando una caída abrupta de la capacidad de carga. A su vez, el muro con refuerzo diagonal falló de un modo ligeramente más dúctil, debido al pandeo de las barras de compresión diagonal después del aplastamiento del hormigón en las esquinas inferiores y puntas de compresión. En el espécimen SW6 se presentó un mayor adelgazamiento de la curva histerética, lo que se manifiesta en una menor disipación de energía.

Galano [14] ensayó 15 vigas de acople con diferentes disposiciones de refuerzo, tal como se muestra en la Figura 2.14, testados bajo una carga de corte monótona y cíclica. De aquí entonces, fijándose en las configuraciones a y b2, correspondientes a las vigas con disposiciones de armadura convencional y diagonal con trabas respectivamente. Tal como se muestra en la Figura 2.15, la viga reforzada con barras diagonales se comportó mejor que la que tenía refuerzos paralelos. Esto debido a que evidencia un mayor factor de ductilidad de desplazamiento (μ_s), soportando además una mayor carga de corte última. En las vigas con disposición diagonal de armadura, tras la fisuración aparecieron dos grietas verticales principales donde se localizaba el momento flector máximo, permitiendo que las vigas desarrollaran altas rotaciones después de fluir sin una pérdida significativa de resistencia. El colapso se produjo por la inestabilidad del puntal de compresión, causando una disminución gradual del corte sin fractura de las barras de acero. Debido al adelgazamiento presentado en las curvas histeréticas, los especímenes con armadura convencional demostraron la menor capacidad de disipación de energía.

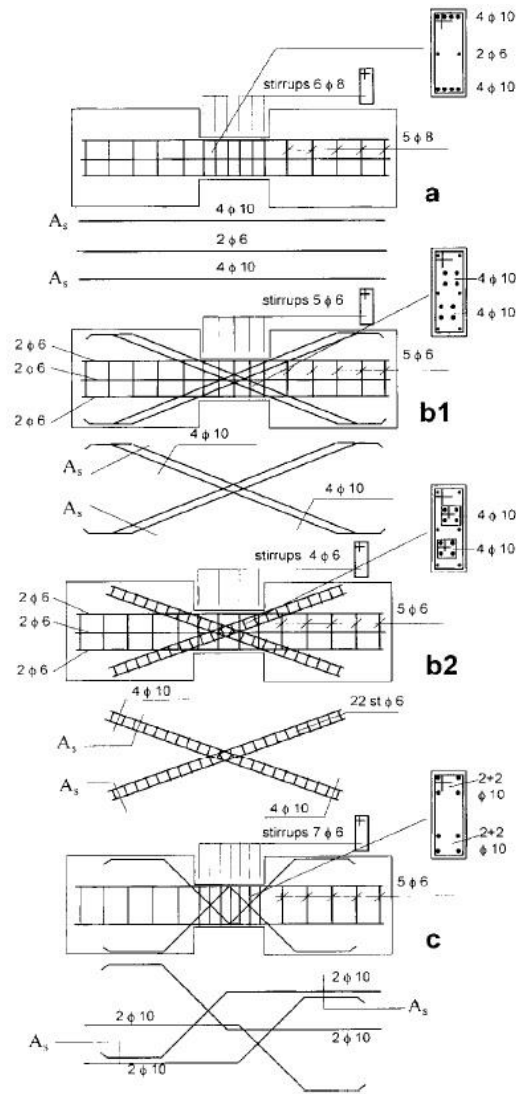


Figura 2.14 : Detallamiento de vigas cortas de acoplamiento [14].

Specimen	V_M , kN	V_M^* , kN	θ_{Ly} , rad $\times 10^3$	θ_{Lx} , rad $\times 10^3$	μ_x	I_5	I_{10}
P01 (a)	223.9	211.2	8.42	50.89	6.04	4.61	9.15
P05 (b1)	239.3	198.6	8.42	65.41	7.77	4.59	9.26
P10 (b2)	241.1	198.6	7.75	62.04	8.00	4.57	9.11
P13 (c)	200.5	155.6	8.98	83.63	9.31	4.37	8.97

Note: 1 kN = 225 lbf.

Figura 2.15 : Datos de factores de ductilidad, rotaciones y cargas de corte últimas [14].

Capítulo 3

Diseño y descripción de probetas

3.1. Estructuración de probetas

Considerando que lo que se busca es comparar el comportamiento de dos muros con la misma armadura convencional como base, es necesario definir en primer lugar el diámetro de barras y el espaciamiento entre los refuerzos vertical y horizontal del alma, como también las barras longitudinales y estribos del borde del muro. Para ello, se usan como apoyo los ensayos ACMA conducidos por Fabian Rojas [16]. En tal trabajo se busca evaluar la respuesta de muros y losas estructurales con y sin armaduras dúctiles electrosoldadas. Sin embargo, aquellos resultados útiles para este proyecto son sólo los aquellos correspondientes a muros con baja relación de aspecto y sin armadura dúctil electrosoldada.

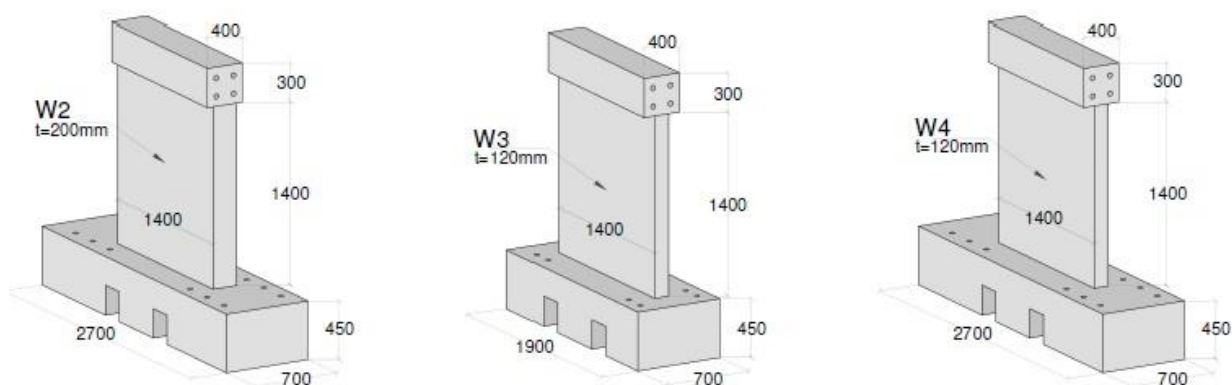


Figura 3.1 : Geometría de muros W2, W3 y W4 [16].

En la figura anterior se muestran las geometrías de los muros W2, W3 y W4, los cuales corresponden a muros de baja relación de aspecto y presentan distintas formas de falla. A continuación, se presentan sus detallamientos:

Tabla 3.1 Detallamiento de muros de hormigón reforzado (Rojas et al. 2022)

Muro	Malla horizontal/vertical	Estribos de confinamiento (entre malla)	Trabas	Barras longitudinales de borde	ρ_l, ρ_t	ρ_b
W2	$\Phi 8@200\text{mm}$ doble	$2E\Phi 8@150\text{mm}$	$\Phi 8@150\text{mm}$	$4\Phi 12$	0.0025	0.0130
W3	$\Phi 8@200\text{mm}$ simple	$2E\Phi 8@150\text{mm}$	-	$4\Phi 12+\Phi 8$ en el centro	0.0021	0.0220
W4	$\Phi 8@120\text{mm}$ simple	$1E\Phi 8@150\text{mm}$	-	$4\Phi 12+\Phi 8$ en el centro	0.0035	0.0220

Tal cómo se mencionó previamente en el marco teórico, si se tiene una gran distribución de armadura tanto en el alma como en el borde del muro, la falla más probable esperada sería de compresión diagonal en un muro corte, mostrando un aplastamiento del hormigón en las esquinas. W4 correspondería a tal caso, ya que contiene una gran cuantía tanto en el alma como en el borde.

Después de probar varias configuraciones en el modelo computacional E-SFI, se decide por tener un diseño con la menor cuantía posible en el alma, ya que así se aborda el caso más general que acepta la norma de diseño sísmico de estructuras de hormigón armado en Chile. De tal forma, el diseño de muro convencional propuesto será:

Tabla 3.2 Detallamiento muro convencional.

Refuerzo horizontal	Refuerzo vertical	Estribos de confinamiento (entre malla)	Barras longitudinales de borde	ρ_l	ρ_t	ρ_{y_b}	ρ_{x_b}
$\Phi 8@200\text{mm}$	$\Phi 8@180\text{mm}$	2E $\Phi 8@150\text{mm}$	4 $\Phi 12$	0.0047	0.0042	0.0273	0.0125

Debido a que se busca comparar este muro convencional con un diseño alternativo, se descarta la idea de usar una malla simple, que por lo demás es muy poco usada en las construcciones chilenas. Esto lo que produce es que las cuantías utilizadas de refuerzo vertical y horizontal sean mayores, sumado además al aumento en la cuantía que genera que el espesor sea pequeño (120 mm). En resumen, se intenta generar una combinación de las 3 configuraciones planteadas en la Tabla 3.1.

Una reducción del espesor en los muros agrava el pandeo fuera del plano y reduce su desplazamiento último, su ductilidad y su capacidad de disipación de energía [11]. Se mantiene por ende un espesor relativamente normal para no sufrir por el pandeo y también para tener cierto espacio para la colocación de los estribos en la diagonal del muro.

La armadura de borde cumple un papel fundamental mientras se aplica la carga cíclica inversa, ya que hasta que no se restablece el contacto entre las caras de la fisura en el lado comprimido del muro, toda la carga de flexión y cortante en esta sección es transferida por este refuerzo vertical [6]. El confinamiento en el borde hace que la carga lateral se degrade más gradualmente, permitiendo una mejor disipación de la energía histerética [4].

Un muro sin una zona de confinamiento presenta una caída relativamente rápida después de haber alcanzado la resistencia máxima, indicando una baja disipación de energía y un posible fallo repentino después de ciertos ciclos [17]. Allí yace la importancia de tener el borde confinado, en donde su principal relevancia se ve en la ductilidad que le aporta al muro al ser sometido a cargas flexurales y de corte.

Un requisito previo para tener una respuesta a flexión, y, por tanto, tener una disipación de energía más significativa por la rótula plástica, es la supresión de la falla por cortante de tracción o compresión diagonal [6]. Para esto lo que se busca con el diseño alternativo es prohibir lo más

posible la generación de estas grietas diagonales, actuando en ambas direcciones para que así durante el ciclado pueda ayudar a mantener trabajando ese muro en el sistema estructural. Para ello se propone una solución similar a lo visto con la armadura diagonal, con la diferencia de que no se incluyen grandes columnas de acero en el alma del muro. Se plantea entonces una solución que consista en la colocación de estribos distribuidos a lo largo de las diagonales del muro, de tal forma de generar un confinamiento en esta zona que permita además retener la abertura de grietas.

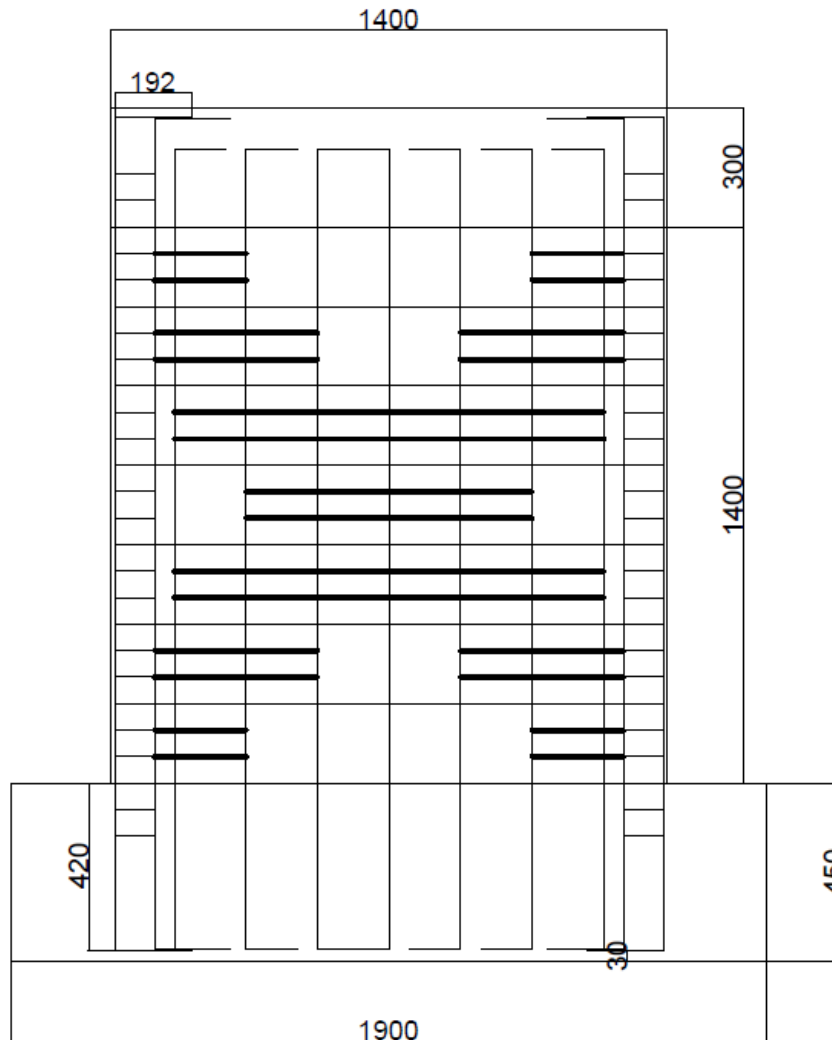


Figura 3.2 : Disposición de estribos en el alma del muro alternativo.

Los estribos, con un diámetro de 8 milímetros, se ubicarán a lo largo de las diagonales para formar una "X", como se muestra en la Figura 3.2, donde se representan con líneas más gruesas. En los rectángulos formados por la armadura horizontal y vertical que contengan estribos en las diagonales, se logrará un confinamiento que aumentará la ductilidad y resistencia del hormigón en esas áreas, lo que se espera que mejore el comportamiento global de la estructura.

Para complementar la acción de estos estribos en la diagonal, se proveen trabas dispuestos a una cierta distancia normativa tanto en el muro convencional como en el alternativo. La provisión de trabas a lo largo de la sección transversal del alma del muro ayuda eficazmente a evitar el fallo por corte en la parte central, mejorando las tensiones de confinamiento en la sección [17].

3.2. Esquemas de muros a ensayar

En la Figura 3.3 y Figura 3.4 se muestran las dimensiones de los muros a construir. En esto se considera la respectiva fundación y la viga de carga, donde esta última tendrá crucial relevancia en el ensayo experimental.

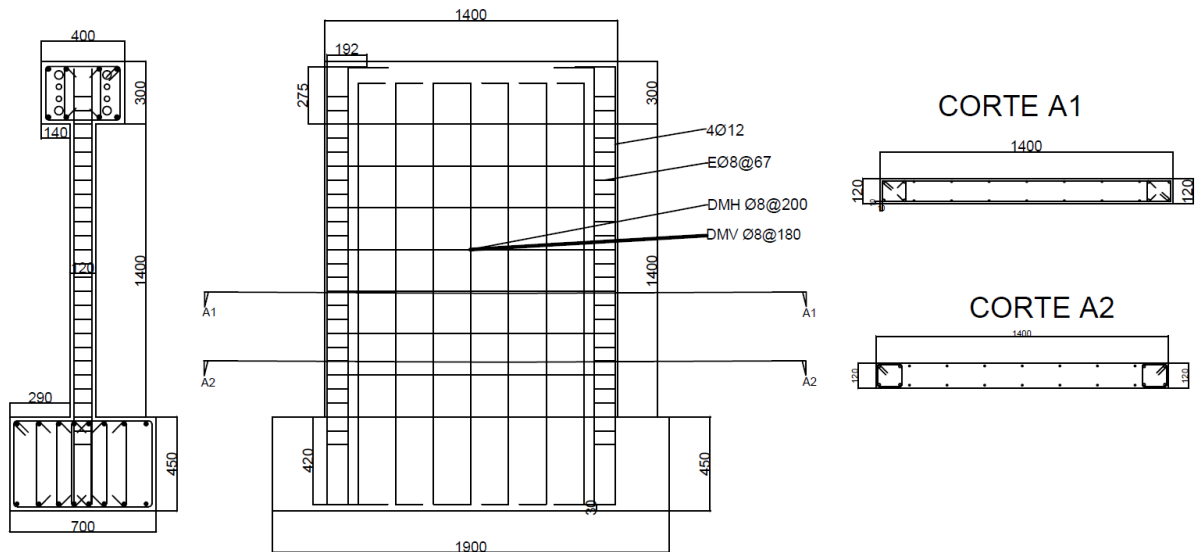


Figura 3.3 : Vista lateral, frontal y cortes del muro convencional.

En la Figura 3.4 se observa que este muro alternativo mantiene la armadura horizontal/vertical en el alma y la armadura de borde del muro convencional, siendo la única diferencia la disposición de estribos en la diagonal. Con esto lo que se busca es que estos muros sean comparables entre sí, teniendo que la única diferencia es ese acero extra en la diagonal.

Un aspecto crucial en la disposición de los estribos en la diagonal se relaciona con el ancho del puntal diagonal. Según recomendaciones de la normativa, es necesario mantener un ancho mínimo equivalente al 25% de la longitud de la diagonal del muro. Con la configuración seleccionada, se logra un ancho efectivo de 411 milímetros, lo que representa el 22.4% de la diagonal del muro. Pese a que no cumple a cabalidad con la normativa, esta cifra resulta adecuada, ya que se evita una sobrecarga innecesaria de estribos en el núcleo de la estructura.

En la Figura 3.5 se muestran los cortes del muro alternativo, donde se denota más en detalle cómo es la estructuración utilizada en este espécimen, mostrando las zonas que se van a ver confinadas con la distribución de estos estribos a lo largo de la diagonal.

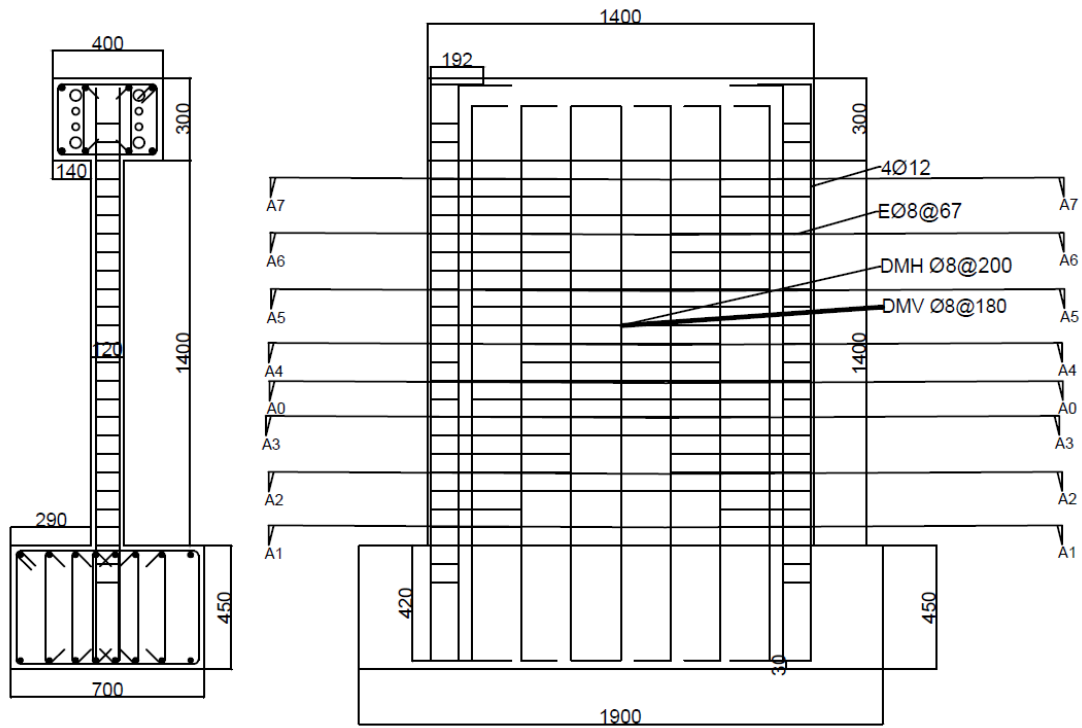


Figura 3.4 : Vista lateral y frontal del muro alternativo.

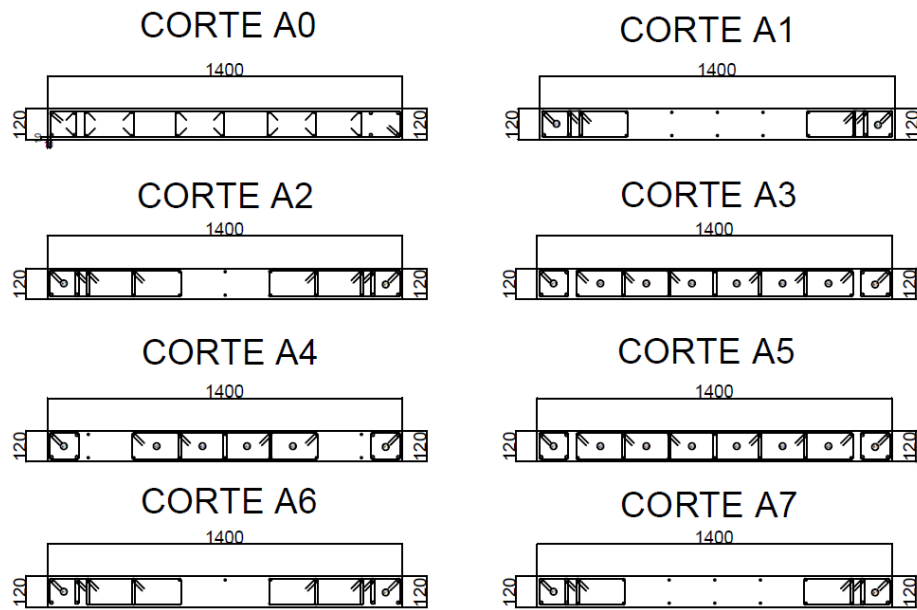


Figura 3.5 : Vista de cortes en plano de muro alternativo.



Figura 3.6 : Estribos localizados en la diagonal.

En la Figura 3.6 se muestran imágenes de como estaban distribuidos los estribos de la diagonal en el muro alternativo, donde se aprecia un aumento en la densidad de fierros del alma.

3.3. Caracterización de materiales

Se realiza un control de calidad de los materiales, que también será útil para calibrar los parámetros de los modelos E-SFI. Los ensayos tanto del hormigón como del acero son realizados en las dependencias del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, en la máquina servo-hidráulica universal Instron®, modelo 600LX con una capacidad a tracción de 300 kN y una capacidad a compresión de 600 kN.

3.3.1. Acero

Se consideran 3 barras de 30 centímetros de largo para los siguientes diámetros: $\phi 8$, $\phi 12$, $\phi 16$. En el muro tanto de diseño convencional como en el de diseño alternativo se utilizan solo barras de diámetro 8 mm para el alma y de 12 mm para las barras longitudinales del borde, por lo que los resultados de este ensayo apuntarán hacia aquellas de tales diámetros, debido a la importancia que tendrán en el comportamiento general del muro.

Los ensayos a tracción se realizan a una tasa de deformación de 5 mm/min, tratando de emular una condición cuasi-estática. Estos resultados son obtenidos a través de la máquina universal. Adicionalmente se coloca un extensómetro en la barra (tal como se muestra en la Figura 3.7) para así registrar las deformaciones del acero, teniendo el cuidado de remover dicho dispositivo antes de que se la rotura para así prevenir un posible daño por el impacto.



Figura 3.7 : Extensómetro colocado en la barra de acero durante el ensayo a tracción.

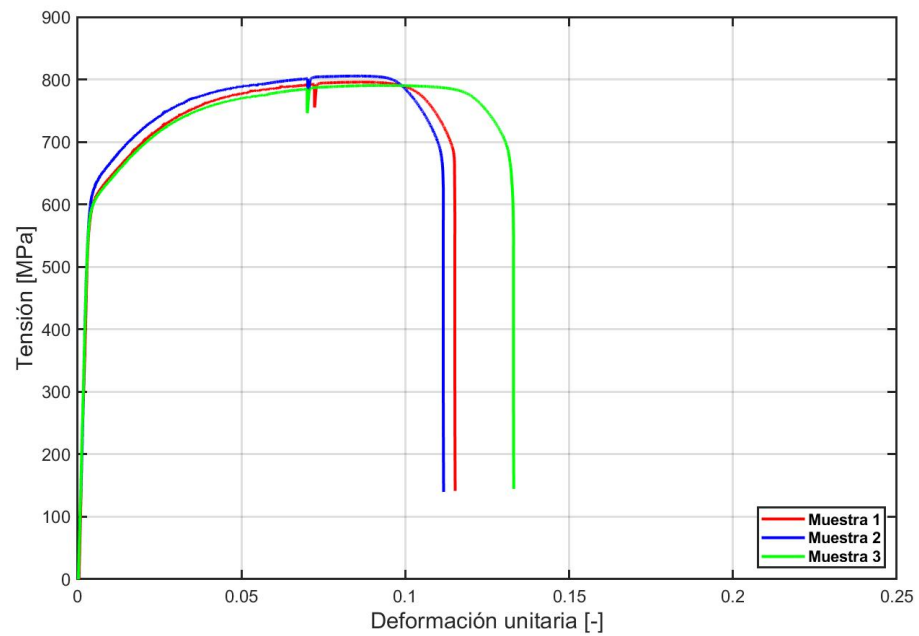


Figura 3.8 : Curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo a barras $\phi 8$.

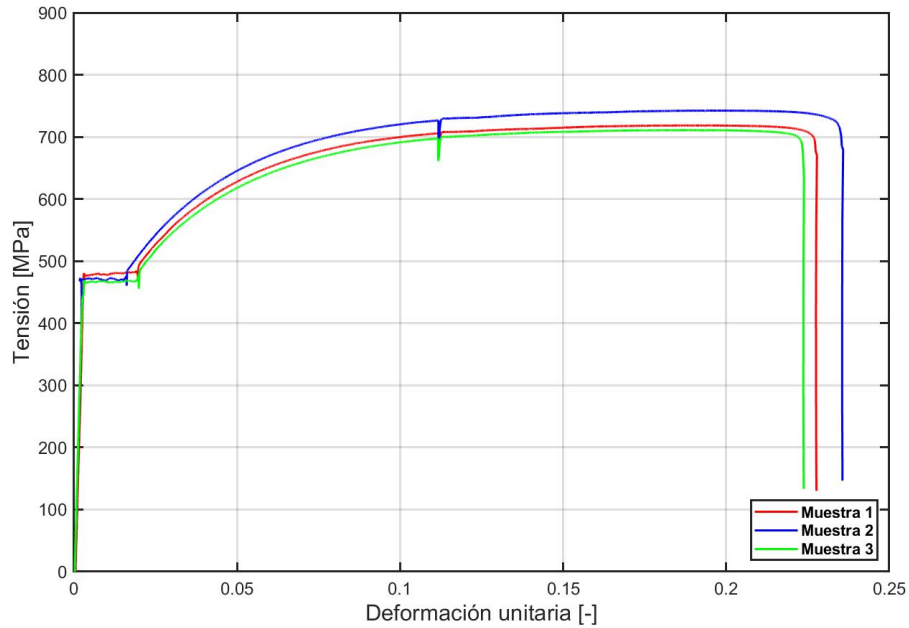


Figura 3.9 : Curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo a barras $\phi 12$.

En la Figura 3.8 y Figura 3.9 se presentan las curvas tensión-deformación obtenidas a partir del ensayo a tracción de las barras de acero $\phi 8$ y $\phi 12$ respectivamente. Esta se obtiene de combinar los resultados del extensómetro en la parte inicial de la curva y la máquina universal para la parte final.

Para sacar la tensión de fluencia de cada barra se procede a sacar el promedio de los valores de f_y de cada una de las muestras. En la Figura 3.8 no se observa un plató cuando se da la fluencia, esto debido a como son confeccionadas normalmente las barras de este diámetro. En la fábrica se obtiene rollos de los cuales posteriormente son obtenidas las barras mediante un proceso de enderezamiento. Para las barras de diámetro 12 mm en cambio se logra apreciar claramente un plató en la Figura 3.9, por lo que resulta más directo obtener el valor buscado.

De aquí se obtiene entonces:

Tabla 3.3 Tensión de fluencia promedio de muestras obtenido de ensayos a tracción de barras.

Cilindro	$f_y \phi 8$ [MPa]	$f_y \phi 12$ [MPa]
Muestra 1	655.5	508.5
Muestra 2	666.7	476.6
Muestra 3	634.8	491.9
Promedio	652.3	492.3

3.3.2. Hormigón

Se solicita a la empresa hormigonera melón: 3.5 m3 de hormigón FLUIDIA G 3013. Esta empresa en su catálogo define a este como un hormigón autocompactante (HAC) diseñado especialmente para las aplicaciones más complejas y exigentes para un hormigón de muy alta fluidez y con resultados excepcionales. Está descrito como un tipo de producto productivo que, gracias a sus propiedades de fluidez, permite reducir los plazos de construcción y obtener superficies con mejores terminaciones. En la Figura 3.10 se muestran las especificaciones técnicas del hormigón utilizado.

Propiedad	Unidad	Vertical y OOC (G)	Pilotes (GP)	Relleno (GRE)
Resistencia cilíndrica	MPa	17-60	17-60	17-30
Nivel de confianza	%	90	90	90
Tamaño máximo de arido	mm	10-13-20*	13-20*	13-20*
Fluidez diámetro de escurrimiento NCh 3113	cm	72±5**	72±5**	72±5**
Mantenimiento de Fluidez	hrs	2	4	4
Cohesión (ICV)		0-1	0-1	0-1

*Uso de tamaño máximo de arido dependerá del tipo de estructura a hormigonar.
 **Cumple con HAC clasificado como SF3 de acuerdo a los requisitos expuestos por EFNARC
 Módulo de elasticidad referencial de Fluidia G30 = 26.300 MPa a 28 días.

Figura 3.10 : Características técnicas HAC (Ficha técnica FLUIDIA)

Se decide probar con este hormigón debido a la alta densidad de barras que se tiene en el alma. Si se utilizara un hormigón menos fluido se podría dar el caso que dependiendo del tamaño de áridos que se tengan en la mezcla, se vayan formando nidos que al final dificultará el paso del hormigón hacia los sectores inferiores del muro.

Para obtener la resistencia real a compresión del hormigón se preparan 8 cilindros que cumplan con las especificaciones técnicas de la norma NCh 1017-2009, con un diámetro de 105 mm y una altura de 210 mm. Según la norma NCh 171-2008, se extraen estas probetas una vez terminado el hormigonado de las fundaciones de las probetas, para así obtener el dato del hormigón una vez ya está consolidada la mezcla.



Figura 3.11 : Cilindros de PVC antes y después de verter el hormigón.

Una vez pasado el curado y los 28 días para alcanzar la resistencia nominal, se procede con el ensayo de las probetas de la Figura 3.11 en la Máquina Universal localizada en el Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. Se cambian las respectivas mordazas para que ahora actúe a compresión. Estos cilindros se ensayan a una tasa de deformación de 0.5 mm/min, hasta que se alcance una degradación del 80% de la resistencia máxima, que es cuando se considera que la probeta ha fallado. Adicionalmente, se localizan 2 sensores LVDT (Figura 3.12) que se muevan en conjunto con la probeta para así capturar la deformación del cilindro y complementar la respuesta de la máquina universal.



Figura 3.12 : Sensores LVDT colocados en cilindro a ensayar a compresión.



Figura 3.13 : Montaje experimental para ensayo a compresión de un cilindro de hormigón.

En la Figura 3.13 se muestra la probeta cilíndrica, ya con los LVDT instalados, colocada en la máquina universal, lista para ensayarse. Luego, se aplica la respectiva tasa de deformación hasta que el cilindro ya no sea capaz de tomar más carga y falle frágilmente.



Figura 3.14 : Set de probetas cilíndricas después de ensayo de compresión.

Tabla 3.4 Resistencia f'_c de probetas cilíndricas.

Cilindro	Resistencia a compresión f'_c [MPa]
C1	41.6
C2	39.1
C3	42.6
C4	42.4
C5	36.2
C6	37.9
C7	41.8
C8	37.9
Promedio	39.9

Los resultados se presentan en la Tabla 3.4. Los ensayos fueron realizados en dos tandas, una realizada 6 días después del ensayo experimental del muro convencional y la segunda 4 días después de haber ensayado el muro alternativo. Resulta importante mencionar que las 8 probetas corresponden a la misma lechada de hormigón, que se repartió de igual manera en el muro convencional y alternativo.

De las representaciones gráficas de cada uno de los ensayos realizados en estos cilindros, no fue posible identificar un patrón de comportamiento concluyente y correlativo entre las ocho curvas tensión-deformación. Debido a esta falta de consistencia, se determinó que el valor experimental de f'_c se calcularía simplemente como el promedio de las máximas resistencias a la compresión obtenidas en los ensayos individuales. La alta variabilidad en las curvas podría deberse a posibles errores en la recopilación de datos durante los ensayos de compresión, los cuales podrían incluir aspectos relacionados con las condiciones de carga aplicadas o la colocación de la instrumentación.

3.4. Ensayo de extensión de flujo

Al tratarse de un hormigón autocompactante, éste se encuentra muy fluido y por ende no valdría el ensayo típico de Cono de Abrams para medir su consistencia y trabajabilidad. En su reemplazo se realiza el Ensayo de extensión de flujo.

A diferencia del cono de abrams, este ensayo se realiza sin ningún tipo de compactación de la muestra, teniéndose además que la medida representativa no será la altura después de retirado el cono, sino que el diámetro final de extensión. Sumado a esto, suele medirse el tiempo que demora la muestra en expandirse y alcanzar un diámetro de 500 milímetros (variable igual a T_{50}). De esta forma, un mayor tiempo significará una mayor viscosidad y cohesión del hormigón.



Figura 3.15 : Ensayo de extensión de flujo.

En la Figura 3.15 se presenta como fue llevado a cabo este ensayo, en donde una superficie que fuera lo más plana posible, se demarca el diámetro de 50 cm, localizando el cono invertido en el centro de esta circunferencia para luego levantar y que así escurra el hormigón fluido.

Tabla 3.5 Tipo en que se alcanza un diámetro de 500 mm.

T_{50} [seg]	06:76
----------------	-------

Dado que este valor se encuentra en 3-7 segundos, se podría considerar este hormigón como aceptable en ingeniería civil.

Capítulo 4

Construcción y montaje de probetas

4.1. Descripción del laboratorio de estructuras y su equipamiento

El Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile corresponde al lugar donde se llevará a cabo la construcción, montaje y ensayo de los muros correspondientes a este trabajo de tesis. Fue construido en el año 2016 y es compartido con el departamento de Investigación, desarrollo e innovación de estructuras y materiales (IDIEM). Cuenta con una superficie total de más de 200 m², por lo que es posible lograr construir estas estructuras de buena manera y con una cierta comodidad.

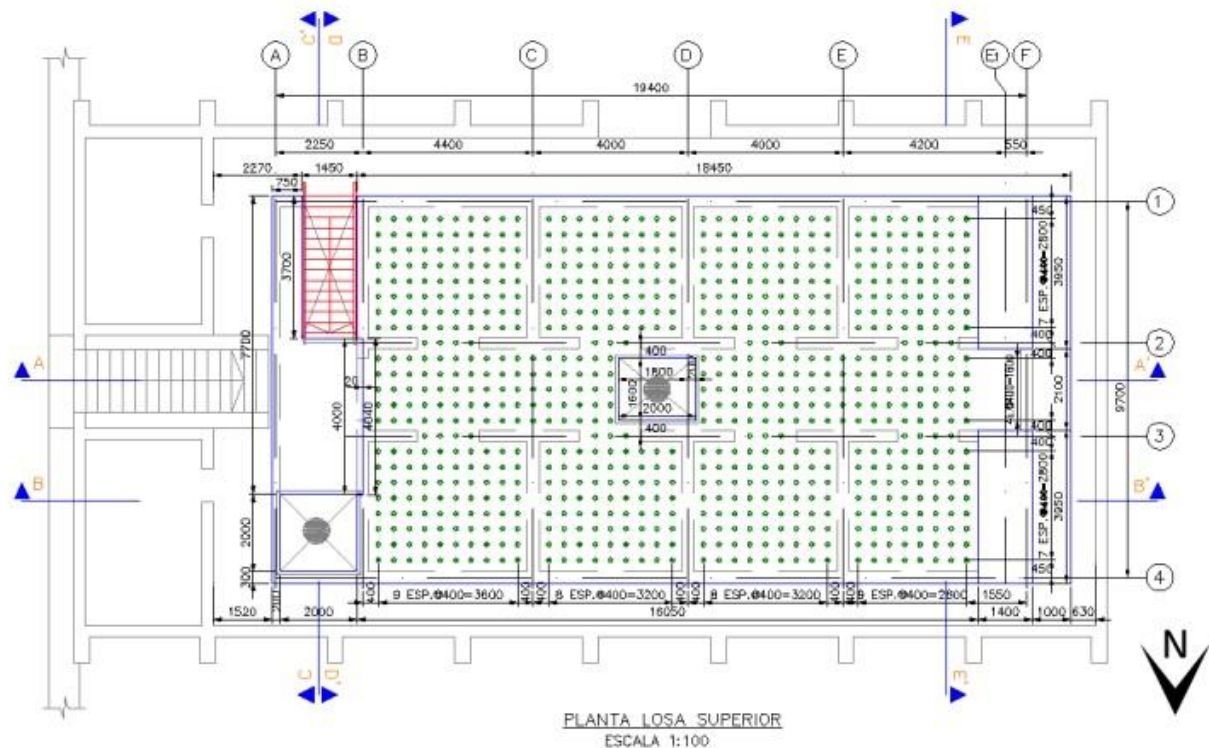


Figura 4.1 : Plano general Laboratorio de Estructuras [18].

En la figura anterior se presenta lo que vendría siendo un plano del laboratorio, en donde se muestran dos grandes muros de reacción localizados en la sección este del laboratorio. Estos tienen unas dimensiones de 3.7m de largo x 3.95m de ancho x 1.4 de espesor, teniéndose entonces que son capaces de soportar cargas de hasta 100 tonf aplicadas en la parte superior del muro. La losa de reacción también es una parte crucial del laboratorio, ya que debido a sus dimensiones de 18.45 m de largo, 9.7m de ancho y 0.6m de espesor, es capaz de soportar también

cargas de 100 tonf aplicadas en el centro de la losa. Ambos tipos de estructuras, tanto los muros como las losas, tienen perforaciones de un diámetro de 5 cm espaciados a 40 cm cada uno.

Entre las estructuras y herramientas a utilizar durante el proceso de construcción, montaje y experimentación de los muros se encuentran:

- Marco de acero

Estructura de acero con una altura de 4.8 m y una base de 2.5 x 2 m², diseñada para el izamiento de herramientas y/o elementos sobre probetas de hormigón en el laboratorio. Cuenta con un tecele en la parte superior, capaz de soportar aproximadamente 5 toneladas. Gracias a sus 4 ruedas, permite el levantamiento y desplazamiento de muros dentro del laboratorio. Además, esta estructura desempeña una función adicional como sistema de restricción lateral durante los ensayos de muros. Para lograrlo, utiliza puntales ajustables y topes rectangulares que se anclan tanto a la losa de reacción como al marco de acero.

- Actuador

Se trata de un gato hidráulico diseñado para aplicar una carga lateral controlada a un muro de reacción en un laboratorio. Utiliza un mecanismo hidráulico con un pistón que se expande hasta 600 mm y se contrae hasta 130 mm. Tiene una capacidad máxima de empuje de 100 toneladas. Para permitir la libertad de giro, se emplean dos rótulas en su conexión con el muro y la pieza anclada a él.

- Gatos hidráulicos

Se consideran gatos hidráulicos para el postensado de las barras que atraviesan la fundación del muro y para también ser parte de lo que corresponderá al sistema de carga axial al que se verán sometidos los muros. Cada gato hidráulico tiene una capacidad de 150 tonf a 1000 psi. Sus dimensiones aproximadamente son de 70 mm de alto y 50 mm de diámetro, en donde la abertura central tiene un diámetro de 10 cm.

- Celda de carga

Es utilizada para medir las cargas que son aplicadas por los gatos hidráulicos sobre el muro, registrando las diferencias de voltaje que se obtienen a partir de la aplicación de una cierta deformación o carga. Se define una capacidad máxima de lectura de 1500 kN por la empresa fabricante. Se conecta a un computador a través de un sistema digital que emite una corriente hacia él, recibiendo así las medidas de datos y siendo procesado mediante el software Labview.

- Bomba hidráulica

Para regular la presión del aceite interno tanto de los gatos hidráulicos como del actuador se usa una bomba hidráulica. A través de las mangueras incluidas en las bombas es posible generar la extensión y contracción en los equipos utilizados para ejercer presión.

4.2. Construcción de probetas

4.2.1. Armadura

Para poner en marcha la construcción de lo que serán los muros para ensayar, en primer lugar, es necesario elaborar los “esqueletos” que darán la forma y resistencia interna a estos elementos estructurales. Una vez conseguidos los fierros, se procede con el respectivo inventariado y en base a lo que demandan los planos, proceder con el posterior corte y doblado, para así tener las barras, trabas y estribos que conformarán los muros.

Se compra material a dos empresas fabricantes de acero: AZA y CAP. En base a la cubicación hecha a partir de los planos, se cortan los pertinentes fierros a medida.



Figura 4.2 : Corte de barras de acero.

Con esto, los maestros ya pueden comenzar con la construcción de la estructura de acero para los muros y sus respectivas fundaciones y vigas de carga. Es crucial supervisar adecuadamente el trabajo, ya que se busca comparar dos tipos de diseño que parten de una distribución de armadura del alma y de borde idéntica. Otras consideraciones importantes incluyen el montaje

experimental, ya que una vez que los muros estén listos, deberán conectarse con los elementos necesarios para llevar a cabo los ensayos. Por lo tanto, es esencial estipular y marcar previamente todas las aberturas que se requerirán en el futuro con tubos de PVC.



Figura 4.3 : Doblado de barras longitudinales y estribos.

En la Figura 4.3 se muestran todas las barras y estribos que deben ser considerados. Una vez confirmado que no falta ningún elemento es posible iniciar la construcción de los muros. Para ello, es fundamental tener claros los requisitos establecidos en los planos. El proceso de construcción comienza con la fundación, que luego se conecta con la armadura del alma para finalmente concluir con la elaboración de la parte superior de la viga de carga.

En el caso del muro alternativo, la colocación de estribos en diagonal debe realizarse una vez que las barras longitudinales y transversales del alma estén en su lugar. Los planos indican claramente que en las áreas donde hay una concentración de barras en la sección transversal, se deben colocar varios estribos pequeños superpuestos en lugar de uno grande, ya que esto garantiza un mejor confinamiento de esas zonas.

En la Figura 4.4 se presentan los resultados finales de la confección de la armadura de los muros. Si uno observa atentamente la vista frontal y la lateral, es posible apreciar la diferencia entre las estructuras: los estribos distribuidos diagonalmente en el alma del muro.

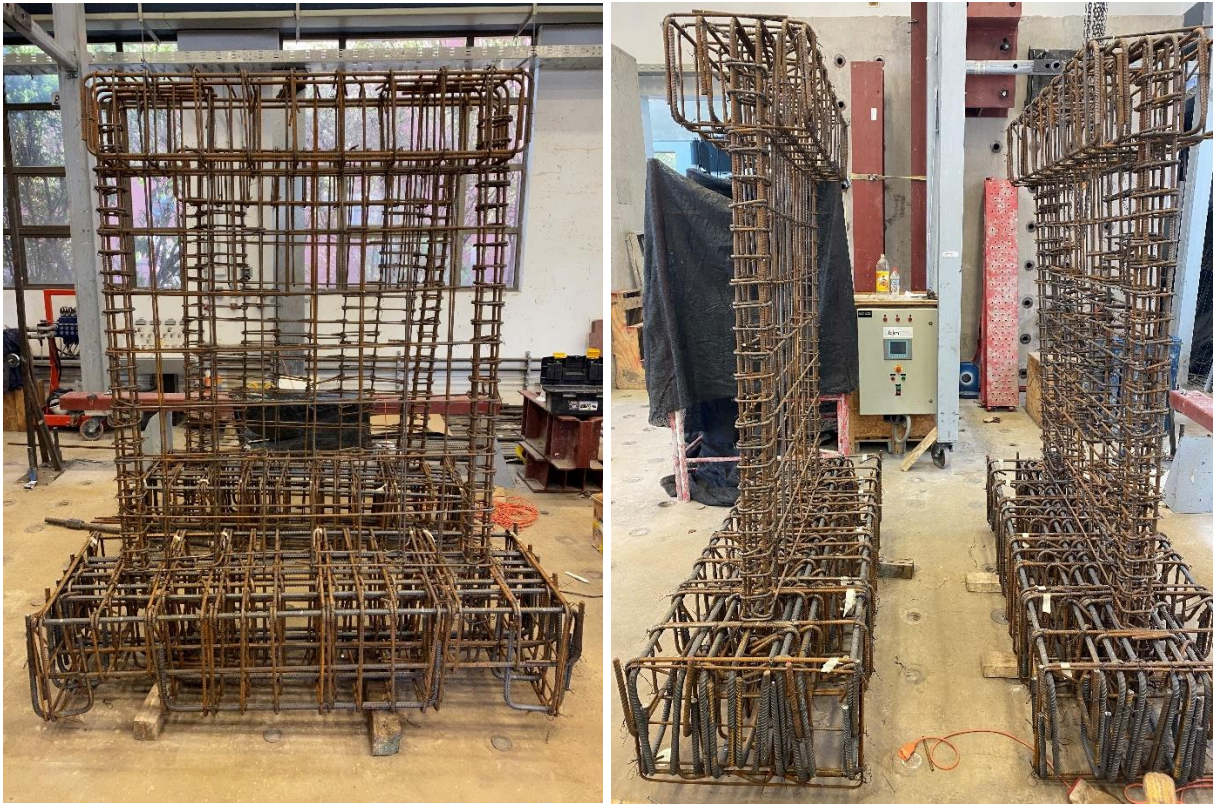


Figura 4.4 : Armadura final de muro convencional y alternativo.

4.2.2. Moldaje

Una vez que la armadura del muro esté lista, se inicia con el proceso que culminará en el hormigonado de los muros, alcanzando así la combinación de hormigón y acero para resistir las sollicitaciones de compresión, tracción y flexión. Para lograrlo, es primordial construir los moldajes en primer lugar.

La Cámara Chilena de Construcción define un sistema de moldaje como un conjunto de elementos dispuestos de forma tal que se cumple con la función de moldear el hormigón fresco a la forma y tamaño especificado, controlando su posición y alineamiento dentro de las tolerancias exigidas. Es una estructura temporal que soporta la carga propia, del hormigón fresco y de las sobrecargas de personas, equipos y otros elementos que se especifiquen.

Los muros tienen un espesor de 120 milímetros y un recubrimiento de 10 milímetros. Es importante lograr estas dimensiones en ambas estructuras, ya que así podrán ser comparables, y del mismo modo, se podrá contrastar con lo obtenido con los modelos realizados en *OpenSees*.

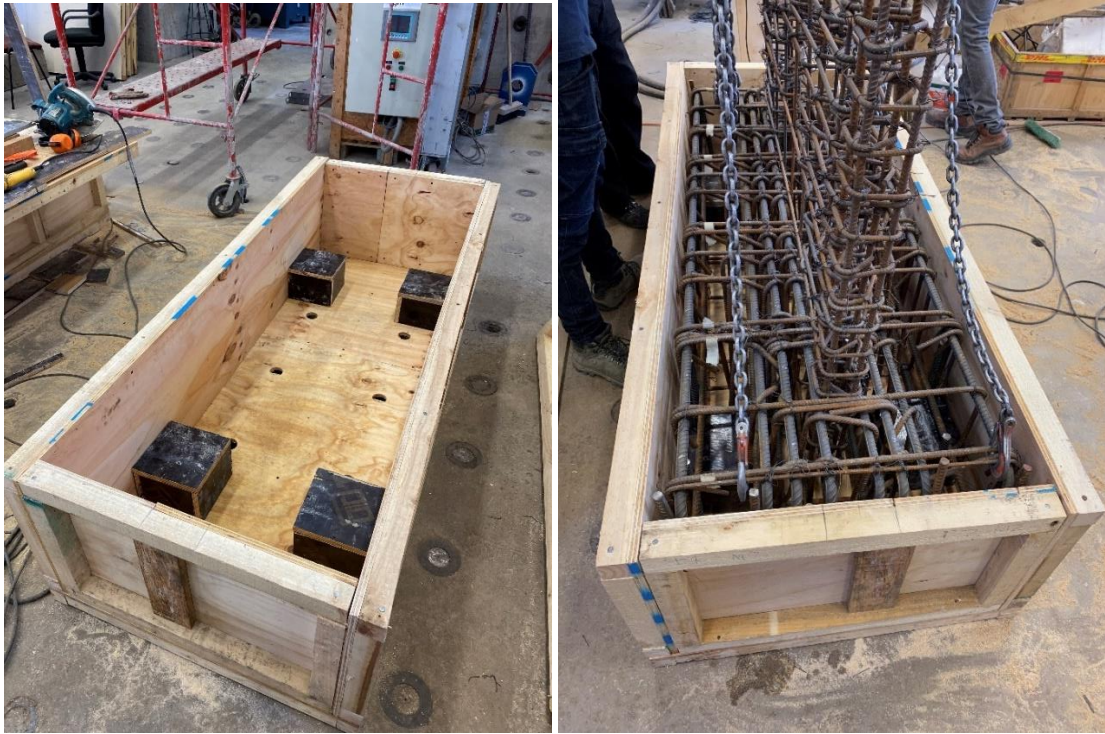


Figura 4.5 : Moldaje de fundación.



Figura 4.6 : Colocación de moldajes en muros.

En la Figura 4.5 y Figura 4.6 se ilustran los moldajes utilizados en los muros convencional y alternativo. En la Figura 4.5 se muestran cubos de madera colocados en la fundación, que permiten crear un espacio donde se instalará una placa después del hormigonado. Esta placa es esencial para la posterior postensión de las barras de carga axial.

En la Figura 4.6 se muestra la disposición de la enfierradura dentro de las cajas de madera. Estas fueron confeccionadas teniendo en cuenta los espesores y recubrimientos requeridos, lo cual se asegura mediante topes colocados estratégicamente para posicionar la estructura de acero de manera precisa, empleando un puente grúa. El moldaje correspondiente al muro, como se puede observar en las imágenes, se ajusta perfectamente, dejando el espacio necesario para colocar posteriormente el moldaje asociado a la viga de carga.



Figura 4.7 : Colocación de tubos PVC a través de los moldajes y enfierradura.

En la Figura 4.7 se muestran los tubos PVC que fueron colocados a través de la armadura y el moldaje. Siguiendo las especificaciones de los planos, se han dejado los espacios necesarios para cada una de las barras que serán utilizadas posteriormente en el proceso experimental del proyecto. Tal como se evidencia en las figuras, en el lugar que se encuentran tales tubos PVC irán las barras que conectarán al muro con la rótula, que a su vez irá conectada al actuador hidráulico. La minuciosa revisión de estos detalles es de crucial relevancia, ya que una vez el hormigón haya sido colocado y se encuentre completo su curado, corregir cualquier problema se vuelve considerablemente más difícil.

Para el posterior descimbre se utilizan desmoldantes, los cuales son definidos por la Cámara Chilena de Construcción como agentes químicos que se aplican en las superficies internas de los

moldajes, cuya función es generar una capa antiadherente para evitar que el hormigón se adhiera a la superficie y facilite el descimbre. Este se aplica con rodillo en cada uno de los paneles.

4.2.3. Hormigonado

Una vez que los moldajes están listos, se inicia el proceso de hormigonado de los muros. En primer lugar, es necesario preparar el área de trabajo en el laboratorio para esta tarea. Con base en experiencias previas de proyectos, se ha observado que, al verter el hormigón, el área circundante puede quedar muy sucia, por lo que resulta importante cubrir ampliamente la zona con nylon para evitar esto en la medida de lo posible.



Figura 4.8 : Zona previa a hormigonar.

En la Figura 4.8 se muestra cómo se aborda el mayor espacio posible con nylon, para así prevenir de cierta forma un gran desorden a futuro. También se evidencian las piezas por las cuales se conducirá el hormigón, incluidos dos recipientes azules en los que se deposita el material sobrante.

Como se mencionó anteriormente, se utiliza hormigón fluido con el objetivo de evitar la necesidad de vibrado y lograr un mejor llenado de los espacios interiores del muro. Específicamente en el muro alternativo, los estribos dispuestos a lo largo de la diagonal del alma crean un espacio muy reducido para el paso del hormigón. Si se utilizara hormigón convencional,

debido al tamaño y espesor de la estructura, habría una alta probabilidad de formación de nidos en la estructura, lo que requeriría trabajos de reparación con hormigón adicional.



Figura 4.9 : Camiones utilizados en la faena de hormigonado.

En la Figura 4.9 se muestran los camiones utilizados en la faena de hormigonado: uno corresponde al camión con la bomba, mientras que el otro es un camión mixer tradicional de transporte de hormigón de la empresa melón.



Figura 4.10 : Hormigonado de muros.

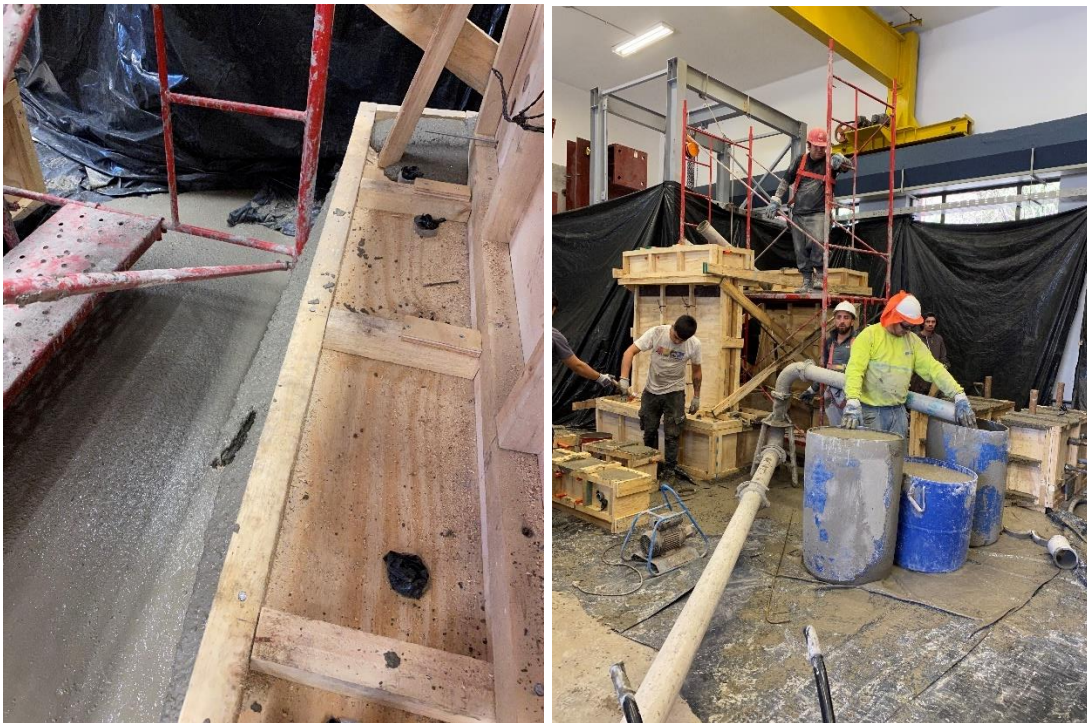


Figura 4.11 : Rotura de moldaje y deposición de hormigón en contenedores.

Debido al tipo de hormigón utilizado, la presión ejercida por este fluido sobre los paneles de moldaje fue excesiva y provocó la ruptura de una sección de la fundación (Figura 4.11). Se experimentó una situación similar con el otro muro. Ante esta situación, se decide detener el hormigonado cuando se alcanza aproximadamente la mitad del muro, colocando el hormigón restante en los contenedores previamente dispuestos. Aprovechando la trabajabilidad del material, se opta por llenar manualmente las secciones faltantes una vez reparados los moldajes.

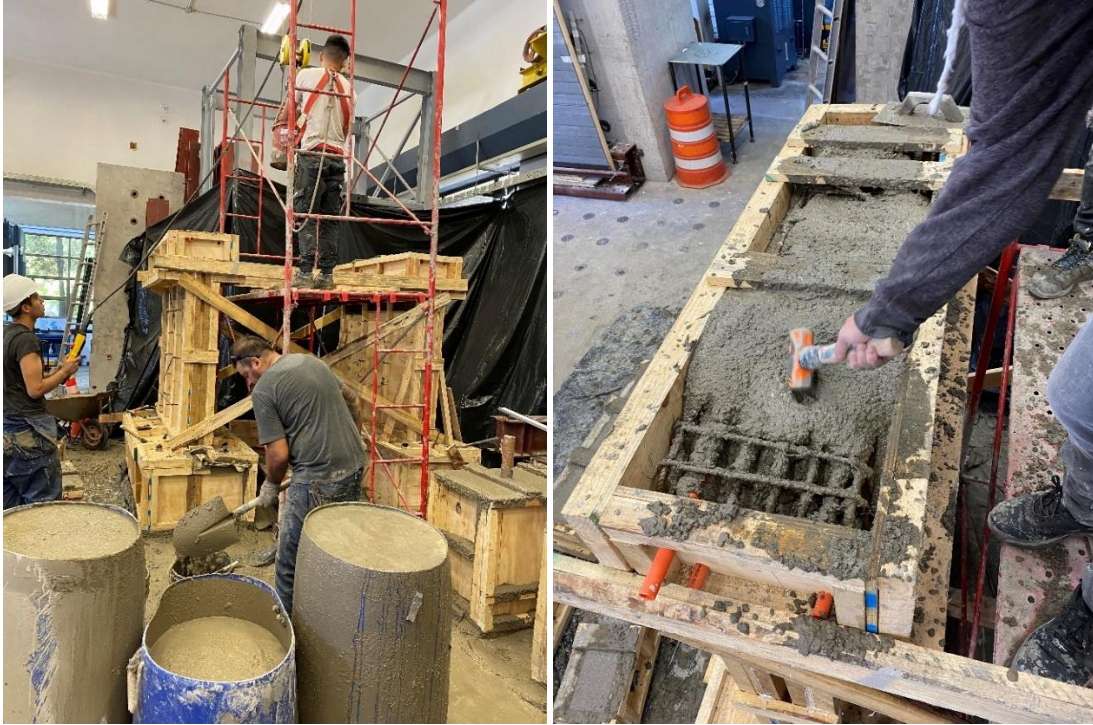


Figura 4.12 : Hormigonado de muros vía manual.

Tal como se evidencia en la Figura 4.12, el proceso de hormigonado se lleva a cabo utilizando un puente grúa, que levanta un balde de hormigón para luego poder verterlo dentro de los moldajes. Aunque es un proceso lento, resulta efectivo, ya que se garantiza que la carga sobre el sistema de moldajes sea mínima. Esto se aprovecha al máximo, ya que el hormigón mantiene su fluidez durante aproximadamente 2 horas, según lo estipulado en la ficha técnica. De esta manera, se logra un completo hormigonado de la fundación, muro y viga de carga de los muros que serán ensayados.



Figura 4.13 : Vista desde arriba de los muros hormigonados.

En la Figura 4.13 se muestra una vista desde arriba de cómo resultó el hormigonado de las probetas, donde todo se concluye con un enrasado de la superficie para así tener una cara superior lisa. Luego, se tapan los muros con una tela (Figura 4.14) para mantener la humedad y se procede con el regado de las probetas para lograr un correcto curado del hormigón.



Figura 4.14 : Proceso de regado de probetas.

4.2.4. Descimbre

Después de 10 días se realiza el descimbre de las probetas de hormigón, que corresponde al retiro o desmonte de los moldajes que dieron forma a los muros mientras se daba el proceso de fraguado y endurecimiento.

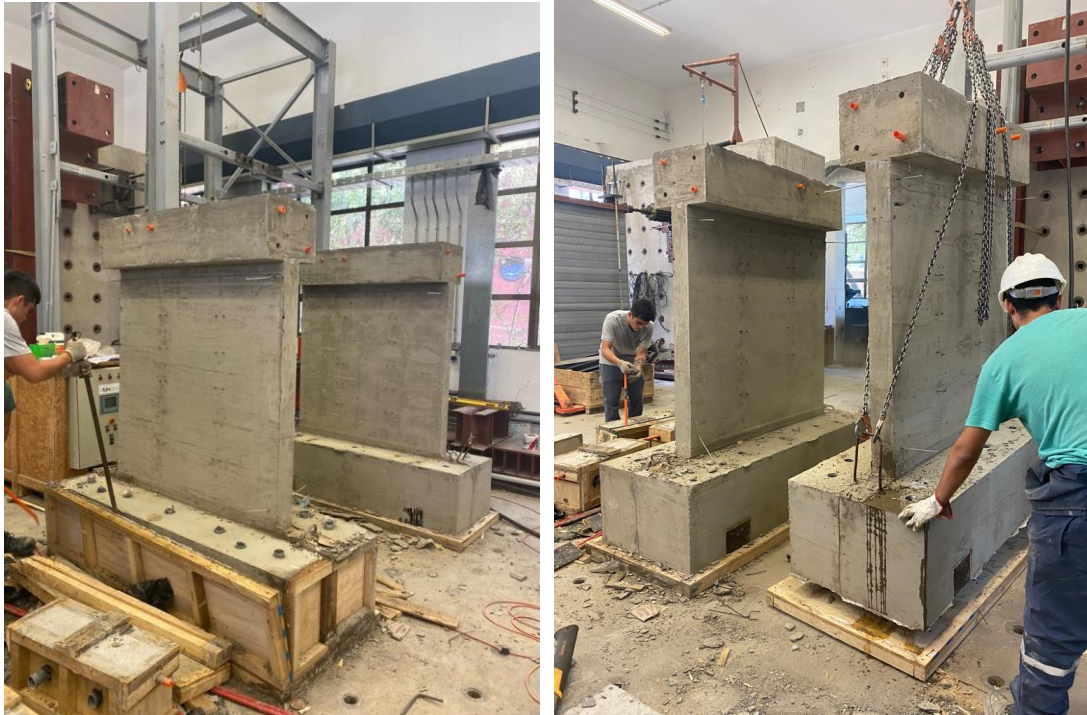


Figura 4.15 : Descimbre de probetas.

Posterior al retiro cuidadoso de estos paneles de madera, las probetas ya están en condiciones de ser ensayadas.

4.3. Montaje experimental

El montaje objetivo se presenta en la Figura 4.16, diseñado mediante el programa de dibujo computacional *SketchUp*. En esta representación, se puede apreciar el equipamiento esencial para el ensayo experimental, que incluye el muro de reacción, el actuador, los gatos hidráulicos, los topes de anclaje y perfiles y marco de acero.

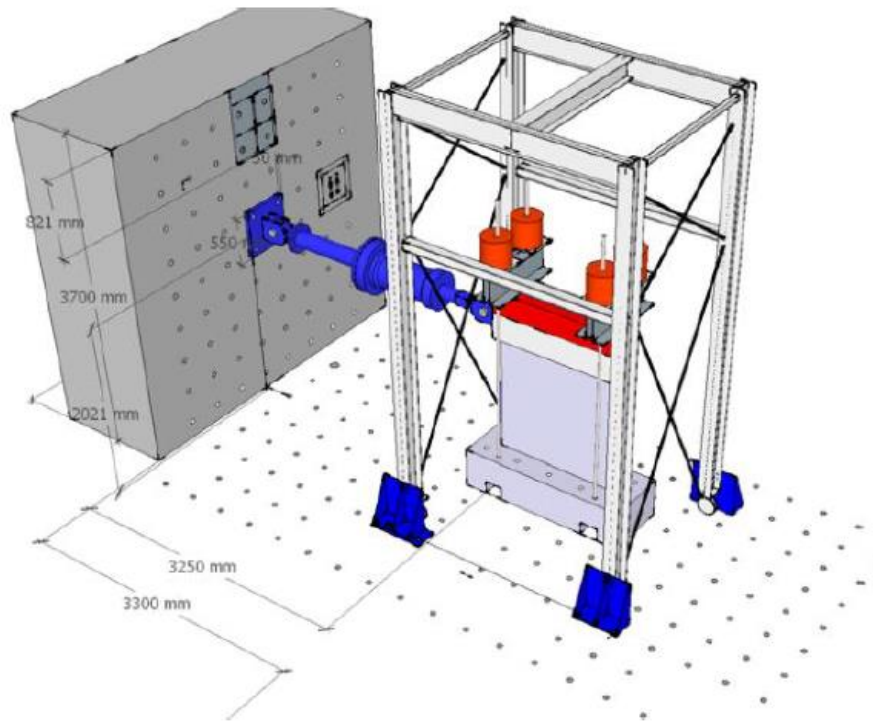


Figura 4.16 : Esquema en *SketchUp* del montaje experimental.

4.3.1. Desbaste de los muros

En primer lugar, como resultado de la apertura de los moldajes y las rugosidades típicas que quedan después del hormigonado, es necesario llevar a cabo un desbaste en aquellas zonas que presenten protuberancias. Esto garantizará un adecuado posicionamiento de las estructuras y herramientas necesarias para realizar el ensayo experimental, permitiendo una óptima transmisión de las cargas involucradas. Para llevar a cabo esta tarea, se utiliza un galletero con disco de desbaste, tal como se muestra en la Figura 4.17. Se puede notar de estas imágenes también que debido a lo perjudicial que puede resultar inhalar partículas de hormigón, se debe hacer uso de una mascarilla y lentes de seguridad en todo momento, mientras se mantiene constantemente hidratada la zona para atenuar lo más posible la generación de este polvo.



Figura 4.17 : Desbaste de muros.

4.3.2. Colocación de conexiones rotuladas y gato hidráulico

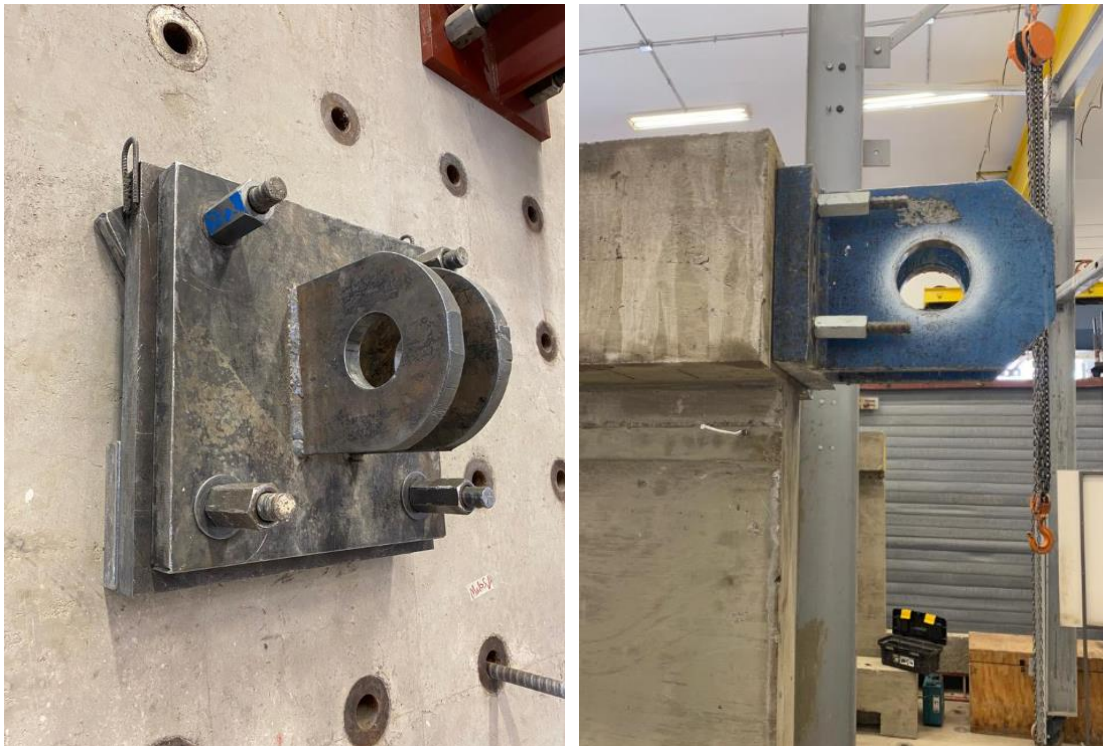


Figura 4.18 : Conexiones rotuladas oeste y este respectivamente.

Una vez hecho el desbaste, se procede con la colocación de los apoyos rotulados que conectarán el actuador hidráulico al muro. Estos se presentan en la Figura 4.18, en donde el de la izquierda está anclado al muro de reacción del laboratorio y el de la derecha al muro a ensayar. El apoyo oeste se conecta mediante barras Dywidag $\phi 32$ mm, mientras que el de la derecha al ser las aberturas del muro más pequeñas, se utilizan barras Dywidag $\phi 20$ mm.



Figura 4.19 : Actuador hidráulico colocado en posición.

El movimiento del actuador es limitado, por lo que para lograr que en su estado neutro (sin ejercer carga) calce perfectamente con la ubicación del muro, se colocan placas de acero de 5 cm de espesor entre el muro de reacción y la conexión rotulada, tal como se muestra en la Figura 4.19.

4.3.3. Postensado de barras

Durante el posterior ensayo, los muros estarán sometidos a una significativa carga lateral, lo que podría inducir rotación y deslizamiento entre la fundación y la losa. Para prevenir esta situación, es necesario aplicar una postensión en las barras que atraviesan la fundación y la losa del laboratorio. Esta medida asegurará una condición que mantenga la fundación lo más estable posible, permitiendo que cualquier deformación se concentre en el muro.

Esto se realiza con una celda de carga que mide la fuerza que va aplicando el gato hidráulico sobre la silla de carga, tal como se muestra en la Figura 4.20.



Figura 4.20 : Postensado de barras externas.

Se emplea esta configuración en las 4 barras externas debido a su simplicidad y a que su extensión sobre la fundación no afecta a los resultados posteriores de fotogrametría. Cada una de ellas se somete a una carga de 15 [tonf] mediante la utilización de una bomba hidráulica y pernos helicoidales Dywidag de diámetro 32 mm. La postensión se realiza siguiendo una distribución en cruz, similar a como se aprietan las ruedas de un auto, partiendo de una esquina y cruzando de inmediato a la esquina contraria, de tal manera de evitar que la fundación se eleve durante el proceso de postensado de una barra. Además, por razones de seguridad, se dejan tres hilos en la parte inferior de la barra que se encuentra debajo de la losa de reacción.



Figura 4.21 : Postensado de barras internas.

Para evitar afectar la visibilidad de la zona de interés para la fotogrametría, es necesario limitar el largo de desarrollo en las barras interiores. Por esta razón, se opta por realizar el postensado mediante una maniobra ubicada por debajo de la losa de reacción.

El proceso se lleva a cabo conectando un gato hidráulico por un lado al marco de acero y por el otro al puente grúa. Esta configuración permite coordinar el levantamiento y descenso de forma controlada. Las mangueras se pasan a través de los orificios de la losa para llevar a cabo el postensado de manera similar a las barras exteriores. Se aplica una carga de 15 [tonf] utilizando una bomba hidráulica y se fijan con pernos helicoidales Dywidag de 32 mm, dejando tres hilos adicionales como medida de seguridad.



Figura 4.22 : Barras postensadas.

En la Figura 4.22 se muestra el resultado del postensado de las barras. Es evidente que las barras externas al muro presentan una mayor longitud de desarrollo en la parte superior de la losa, mientras que las barras internas lo hacen en la parte inferior. Además, se observa que, debido a la ausencia de un orificio en la losa de reacción, el postensado no es simétrico, faltando un par de barras en la parte oeste del muro.

Las barras empleadas para fijar las conexiones rotuladas al muro de reacción y al muro a ensayar, tal como se muestra en la Figura 4.18, son postensadas manualmente utilizando una llave inglesa y un perfil circular que actúa como brazo de palanca para facilitar el proceso. Esta elección se debe a la complejidad que conlleva llevar a cabo la maniobra de colocar la silla, el gato hidráulico y la celda de forma horizontal, y mantenerlos en esa posición.

4.3.4. Sistema de carga axial

La carga axial siempre está presente en un muro que forma parte de un sistema estructural, por lo que es importante que dentro del ensayo experimental esté presente. Para ello, se utilizan 4 barras dywidag $\phi 32$ mm, que se conectan en la parte inferior de la fundación a través de una placa y un perno dywidag $\phi 32$ mm, y en la parte superior a través de 4 gatos hidráulicos. A partir de esto, las barras ejercerán una acción de compresión sobre el muro que simulará lo que experimentarían en una situación real.

La carga axial aplicada a cada barra corresponde al 10% de la resistencia a la compresión del hormigón multiplicado por el área bruta de la sección transversal del muro. El valor calculado es aproximadamente 12.9 [tonf], que se redondea a 13 [tonf] para simplificar. Durante el ensayo, esta carga se mantiene constante mediante la circulación continua de aceite a través de la bomba

hidráulica correspondiente. Es importante destacar que se utiliza la resistencia a la compresión nominal del hormigón, ya que en ese momento no se disponía de los resultados de los ensayos de compresión en probetas cilíndricas.



Figura 4.23 : Sistema de carga axial.

En la Figura 4.23 se presenta el sistema de carga axial definitivo, con los perfiles de acero que transmiten las cargas al muro experimental. Debido a su considerable tamaño y peso, este sistema requiere ser desplazado utilizando el puente grúa. Son apreciables también las barras que conectan la fundación con los gatos hidráulicos, siendo crucial que estén perfectamente verticales, logrando esta alineación con la ayuda de un nivel.

4.3.5. Fijación de marco de acero y restricción lateral

Para evitar que el muro se desplace fuera del plano cuando se realice el ensayo experimental, se fija el marco de acero a la losa de reacción mediante el anclaje de los topes de acero, tal como se muestra en la Figura 4.24. La utilización de estos topes se vuelve esencial debido a las altas cargas previstas durante el ensayo. Además, el marco está equipado con ruedas para facilitar su movilización, lo que resalta la importancia de inhabilitarlas.



Figura 4.24 : Anclaje de marco de acero y restricción lateral.

El marco de acero cuenta con dos puntales ajustables según la altura de la viga de carga. A través de estos se insertan 4 barras con puntas redondeadas que hacen contacto con planchas de acero ubicadas en las caras frontales del muro a ensayar. Existe un cierto margen en las planchas, lo que permite que estas barras se deslicen sin dejar de estar en contacto a medida que las derivas aumentan. En resumen, este sistema tiene como objetivo restringir lateralmente al muro, buscando que su movimiento sea lo más unidireccional posible.

4.4. Instrumentación: monitoreo por fotografías

Para obtener resultados posteriores de fotogrametría, es necesario primero aplicar varias capas de pintura de cal en el muro. Luego, de manera manual y meticulosa, se deben colocar pequeños puntos en la superficie frontal del muro. Estos puntos serán analizados más adelante a nivel de píxel utilizando la herramienta computacional Matlab, concretamente Ncorr.



Figura 4.25 : Pintado del muro con cal y pintura negra para los puntos de fotogrametría.

Se puede observar en la Figura 4.25 que el proceso de pintado es gradual y requiere paciencia para ir refinando de manera progresiva el sistema de puntos. Se pretende que la disposición no sea uniforme, de modo que todos los píxeles sean diferenciables y reconocibles por Ncorr a medida que se progresa en el ciclo. Con la fotogrametría, a partir de la toma de fotografías de alta calidad, es posible monitorear y dar seguimiento a los desplazamientos y esfuerzos presentes en el muro para cada punto de máxima carga, además de registrar las deformaciones remanentes en el estado sin carga.

Para obtener las imágenes, se disponen 2 cámaras ubicadas estratégicamente frente al muro, con el propósito de capturar una perspectiva panorámica y otra más detallada del mismo. Esto se realiza con el objetivo de registrar tanto el comportamiento en conjunto del muro con la fundación en el caso global, como exclusivamente el muro cuando se tiene una vista local. Es esencial contemplar ambas situaciones, ya que existe la posibilidad de que durante el ensayo el postensado de las barras no sea efectivo, lo que podría ocasionar desplazamientos y/o rotaciones en la fundación. En tales casos, sería necesario realizar correcciones en la respuesta final.



Figura 4.26 : Disposición de cámaras y focos para capturar imágenes de fotogrametría.

En la Figura 4.26 se muestra la disposición tanto de las cámaras como de los focos utilizados para iluminar el muro y así conseguir fotos de gran calidad. Esta posición se respeta en ambos ensayos, para que así sean comparables entre sí.

4.5. Instrumentación: monitoreo por sensores

Simultáneamente, es necesario ubicar en el muro los LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*, por sus siglas en inglés), que son sensores compuestos por un cilindro hueco y un núcleo móvil en su interior. Estos sensores funcionan basándose en voltajes, donde en este proyecto en particular se emplean los LVDT bipolares Macrosensor®DC 750, con un rango de medición de -10 a 10 voltios. Una vez convertidas las medidas a unidades de desplazamiento, pueden captar con precisión distancias que van desde 1 hasta 20 pulgadas, lo que permite realizar mediciones meticulosas de desplazamientos lineales.

Para cada ensayo se dispone de 12 sensores, numerados y ubicados tal como se muestra en la Figura 4.27, los cuales están dispuestos para medir la respuesta global, de flexión y de corte de los muros. Sus códigos, tamaño y factor de conversión de voltios a mm se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Calibración de LVDT's utilizados.

Canal	Código	Tamaño	Factor [mm/V]
0	148462	±0.5"	-1.3461
1	148461	±0.5"	-1.3644
2	148463	±0.5"	-1.2704
3	6165466	±10"	-28.963
4	86005	±10"	-29.061
5	6165455	±1"	-2.8058
6	6166560	±1"	-2.6312
7	149107	±5"	-14.314
8	149108	±5"	-15.915
9	148464	±0.5"	-1.354
10	6172316	±2"	-5.2967
11	6172318	±2"	-5.2435

El sensor asociado al canal 4 corresponde al que está ubicado en el actuador hidráulico, el cual ejerce una presión en la viga de carga.

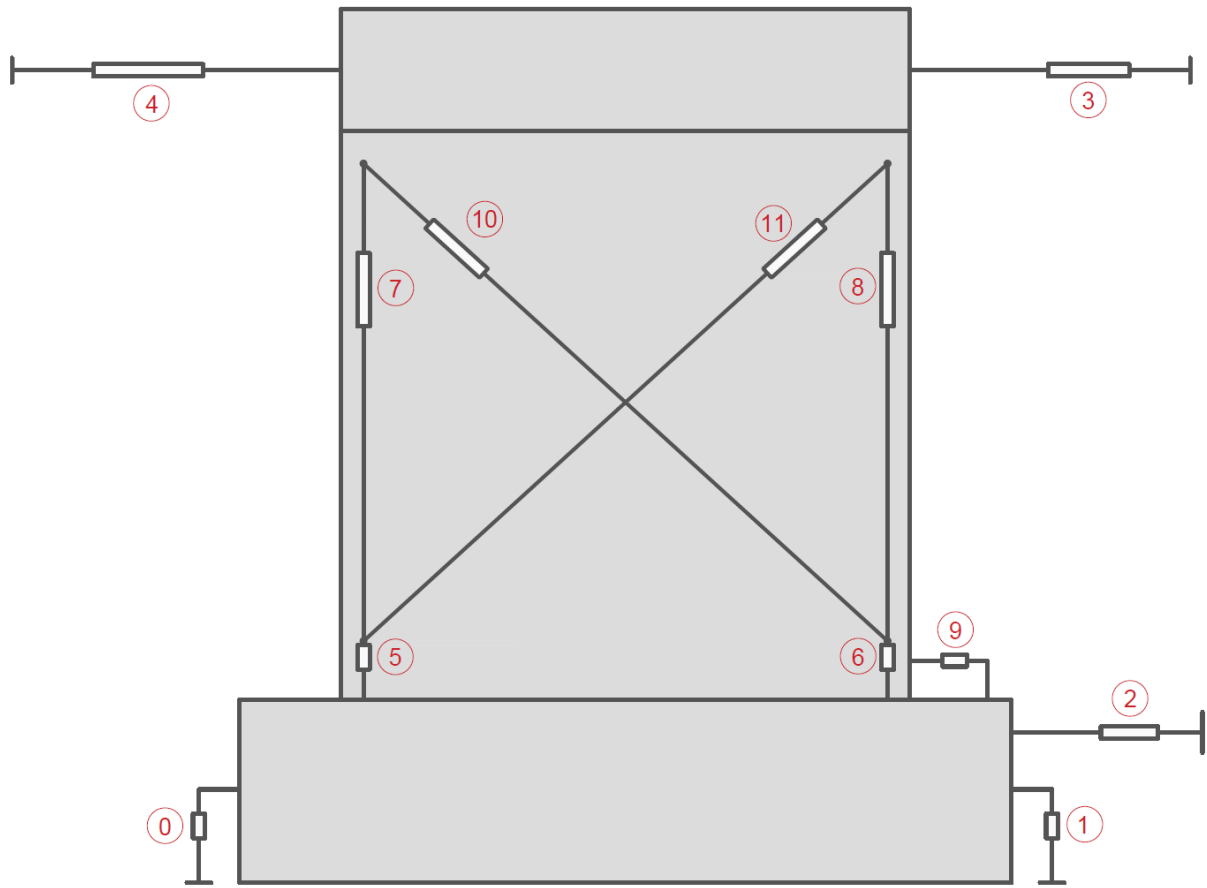


Figura 4.27 : Ubicación teórica de los sensores en los muros convencional y alternativo.

En la Tabla 4.2 se presenta el ciclo de carga utilizado tanto en el ensayo del muro convencional como en el del muro alternativo. Es importante mencionar que esta disposición se aparta ligeramente de lo establecido por ACMA para este tipo de ensayos, ya que en los primeros cuatro ciclos se busca controlar la carga a 10, 20, 30 y 40 toneladas, respectivamente. Se decide ocupar esto debido a la poca sensibilidad que se tiene con la botonera del actuador hidráulico en las pequeñas derivas. Después de esto, se retoma el ciclo inicial y se realiza el control mediante desplazamiento.

En la Figura 4.28 se muestra la bomba hidráulica utilizada para aplicar las cargas de compresión y tracción en el muro. Para ello, y mediante la circulación del respectivo aceite, el brazo de este actuador mostrado en la Figura 4.19 se extiende y se contrae, llegando a los desplazamientos especificados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Ciclo de carga utilizado.

Deriva [%]	Desplazamiento [mm]
0.05	0.8
0.10	1.6
0.125	2.0
0.25	4.0
0.30	4.8
0.40	6.4
0.50	8.0
0.75	12.0
1.00	16.0
1.25	20.0
1.60	25.6
2.00	32.0
2.50	40.0
3.20	51.2



Figura 4.28 : Bomba hidráulica del actuador.

Para la adquisición de datos los equipos utilizados se resumen en la Figura 4.29. La caja 32 DB9, tal como su nombre lo especifica, tiene 32 entradas DB9 y una salida DB37 que lleva las señales de cada uno de los canales a un módulo de adquisición de datos, contando además con tres entradas de voltaje que se conectan a una fuente de poder RIGOL (modelo DP832), con una alimentación de ± 15 [V].

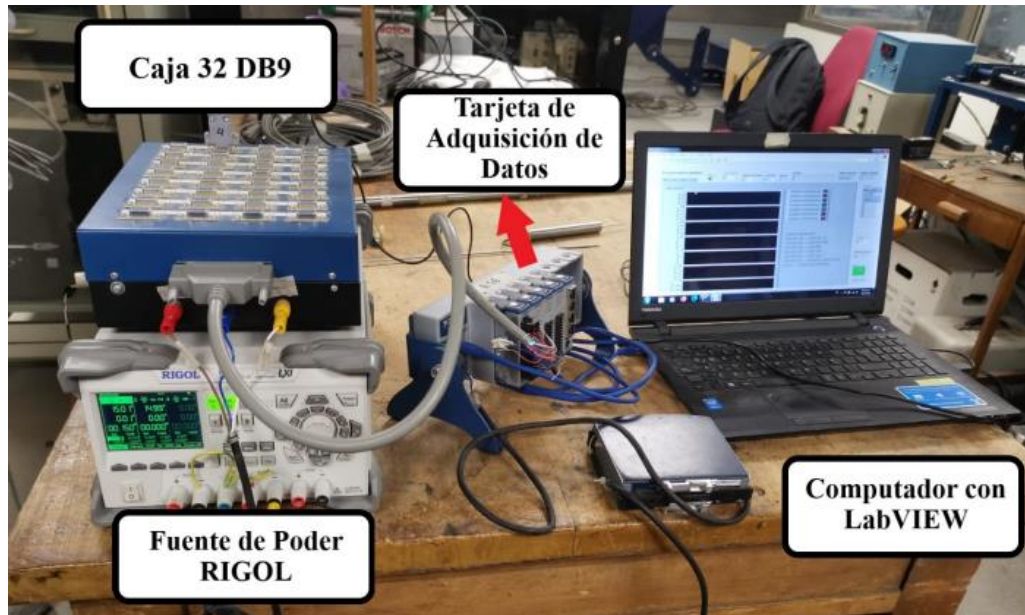


Figura 4.29 : Equipos utilizados para la adquisición de datos [19].

El equipo utilizado para la adquisición de datos incluye el chasis NI cDAQ-9188XT de National Instruments, así como los módulos de lectura de datos NI9205 (para medición de voltaje) y NI9237 (para medición de celda de carga). La conexión de la LVDT se establece mediante una extensión DB378 al módulo NI9205. Para alimentar el chasis, se conecta a una fuente específica con el modelo NIPS-15.

La celda de carga del actuador se conecta al canal Ch0 del módulo NI9237. Las señales se transmiten al computador principal a través de un conector RJ45. Este computador utiliza el software LabVIEW® para el procesamiento de señales mediante un VI programado para las condiciones de cada conjunto de ensayos. La interfaz del software permite la lectura en tiempo real de las siete señales utilizadas en cada ensayo, que comprenden cinco lecturas de LVDT y dos de celdas de carga, y las guarda en un archivo de texto.

Capítulo 5

Resultados de ensayos

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. Se realizaron un total de dos ensayos, uno correspondiente a cada tipo de muro estudiado.

En primer lugar, se llevó a cabo el ensayo del muro convencional, que como su nombre indica, presenta una configuración convencional de armadura, con una doble malla en el alma y armadura de borde. Posteriormente, se ensayó el muro alternativo, que tiene la misma base que el caso convencional, pero se diferencia por la colocación estratégica de estribos en la diagonal del muro. Al tratarse de muros construidos y ensayados bajo las mismas condiciones, corresponden a especímenes que pueden ser comparables.

Los registros analizados corresponden a los obtenidos mediante el uso de sensores LVDT ubicados en el muro, como se muestra en la Figura 4.27. Debido a las inevitables imprecisiones en el montaje, como el deslizamiento y la rotación de la fundación durante la ejecución del ensayo, se requiere realizar correcciones en los datos obtenidos. Es por esta razón que, a lo largo del muro, se han estratégicamente ubicado sensores que registran la magnitud de estas imprecisiones y su impacto en el resultado final. En particular, durante la ejecución del ensayo, es posible obtener la respuesta corregida introduciendo una fórmula en el software LabView (Figura 4.29).

Para obtener el desplazamiento de techo real se ocupa la siguiente ecuación:

$$\Delta_{corregido} = \Delta_{superior} - \Delta_{inferior} - \frac{(\Delta_{rot_{der}} - \Delta_{rot_{izq}})\Delta H}{\Delta L} \quad (5.1)$$

En la Ecuación (5.1) se presentan los parámetros a considerar para obtener el desplazamiento de techo corregido considerando las imprecisiones mencionadas previamente. Mediante la resta del desplazamiento inferior se corrige el deslizamiento de la fundación, mientras que la expresión restante corrige la rotación de la fundación, asumiendo que este se comporta como un sólido rígido.

El protocolo de carga que se sigue es el previamente mostrado en la Tabla 4.2, en donde por convención se establece negativa la dirección este del laboratorio.

5.1. Comportamiento global

5.1.1. Muro convencional

La ubicación de los muros en la parte subterránea del laboratorio impedía realizar ciertas perforaciones en la losa de reacción. Esto resultó en una falta de uniformidad en el postensado entre la fundación y la mencionada losa en los muros, lo que llevó a que una sección específica del muro, particularmente la ubicada en la dirección oeste, experimentara más rotaciones que su contraparte en el lado este.

Tal como se mencionó previamente, los datos obtenidos para el desplazamiento de techo del muro, en específico los que entrega el canal 3 de la Figura 4.27, deben corregirse para así obtener una respuesta limpia después de los deslizamientos y rotaciones propias del ensayo, más aún cuando las cargas laterales alcanzadas son tan grandes. De esta forma, siguiendo lo expuesto en la Ecuación (5.1), se obtiene la histéresis representada en la Figura 5.1. Es importante destacar que la figura presentada incluye un procesamiento para reducir el ruido, resultando en una curva más suave con menos oscilaciones.

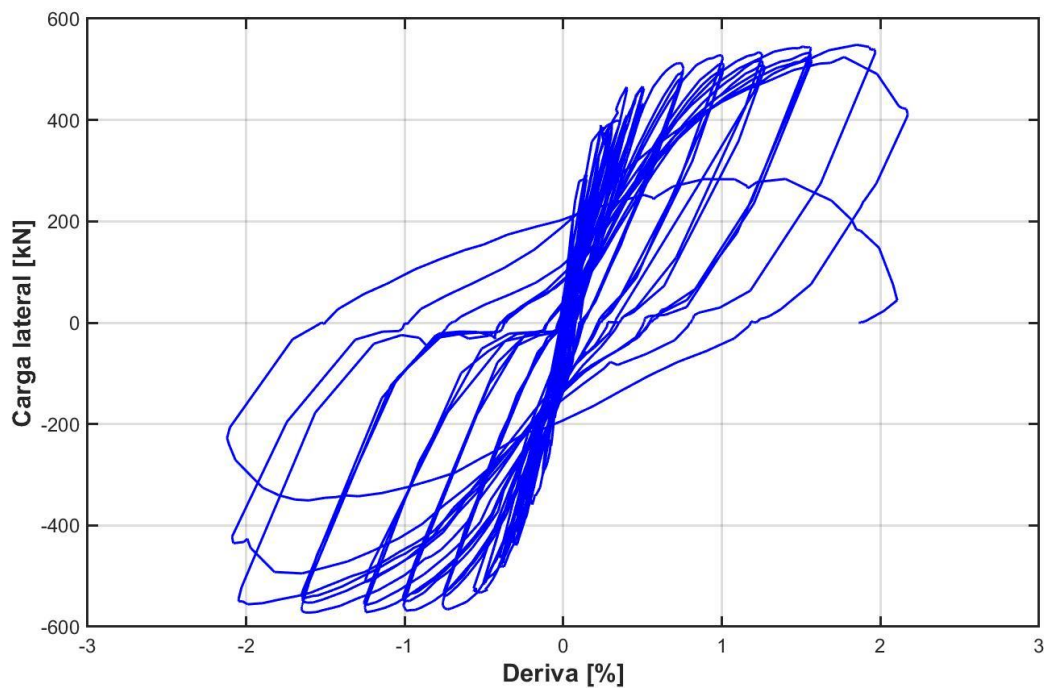


Figura 5.1 : Histéresis muro convencional.

5.1.2. Muro alternativo

En el muro alternativo, al tratarse del mismo ensayo también es necesario realizar correcciones. Sin embargo, dado que este ensayo fue llevado a cabo después del muro convencional, fue posible corregir los errores de montaje, teniéndose cuñas de corte más firmes, permitiendo así que el deslizamiento y rotación al que se ve afectado el muro disminuyan de forma considerable.

Siguiendo nuevamente la Ecuación (5.1) se obtiene la histéresis representada en la Figura 5.2 para el muro alternativo. De manera similar al caso convencional, también se procesa el ruido en la respuesta, de manera tal de obtener una curva más suave.

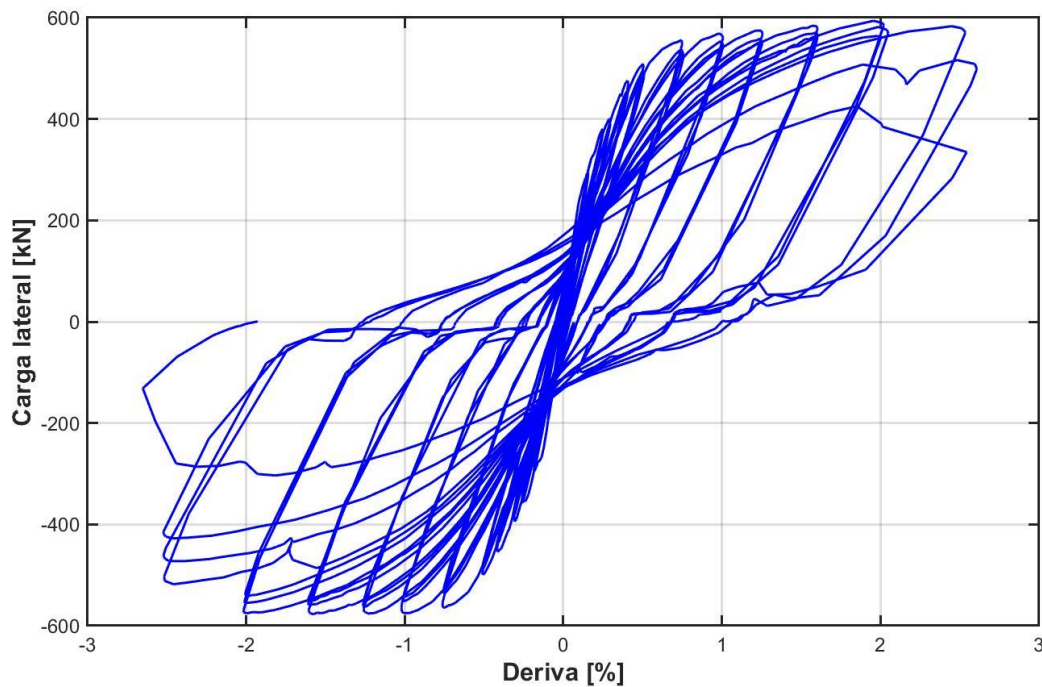


Figura 5.2 : Histéresis muro alternativo.

En relación con las correcciones y su impacto en las respuestas definitivas obtenidas para las curvas globales de ambos muros, se observa que estas correcciones se mantienen en un rango constante de comportamiento. Esto significa que, en términos porcentuales, las correcciones afectarán de manera más significativa a aquellas derivas iniciales que presenten menores desplazamientos. Para ser más específico, al comparar las curvas corregidas con las no filtradas, tanto para el muro convencional como para el alternativo, se observa que, en los ciclos iniciales de derivas, la corrección se sitúa en un rango del 25-35%. Esta cifra disminuye gradualmente a medida que se incrementa la carga lateral máxima aplicada en cada ciclo, culminando con una corrección aproximada del 5-10% en los ciclos finales.

De esta forma, si se agrupan ambas histéresis se obtiene lo representado en la Figura 5.3, en donde se representa con color rojo el muro convencional y en color azul el muro alternativo.

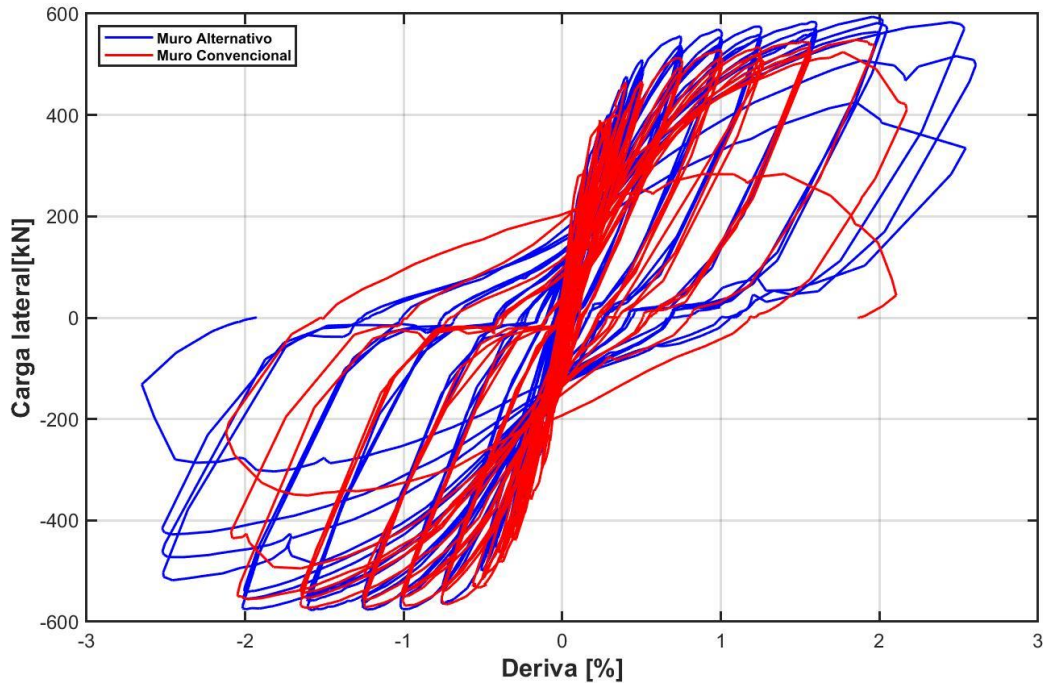


Figura 5.3 : Comparación histéresis muro convencional y muro alternativo.

Tabla 5.1 Máximas cargas aplicadas en los muros.

	Máximos Oeste [kN]	Máximos Este [kN]
Muro Convencional	548	-572
Muro Alternativo	594	-577

En la Tabla 5.1 se muestran las máximas cargas aplicadas en cada caso. Es evidente el aumento que se registra al comparar el caso convencional con el caso alternativo, donde este último implica un muro con una distribución de estribos en la diagonal. Las curvas histeréticas obtenidas no presentan simetría, como se demuestra en los valores proporcionados. Cuando se carga desde el oeste, el uso del caso alternativo resulta en un incremento del 8% en la máxima carga alcanzada, mientras que, al cargar al este ésta disminuye a menos del 1%.

5.2. Progreso del daño

5.2.1. Muro convencional

Debido a su alta rigidez y la cantidad de armadura presente tanto en el alma como en el borde, el muro puede considerarse que se comporta dentro del rango elástico durante las primeras derivas. La primera grieta aparece recién en el tercer ciclo de la deriva 0.125%, cuando está siendo sometido a una carga aproximada de 30 toneladas (294 kN) hacia el este. En la siguiente deriva de 0.25%, durante su primer ciclo, se observa la formación de 2 grietas diagonales en la zona inferior este del muro. Luego, al invertirse la dirección de la carga, se aprecia la aparición de 3 grietas diagonales en la otra parte del muro.

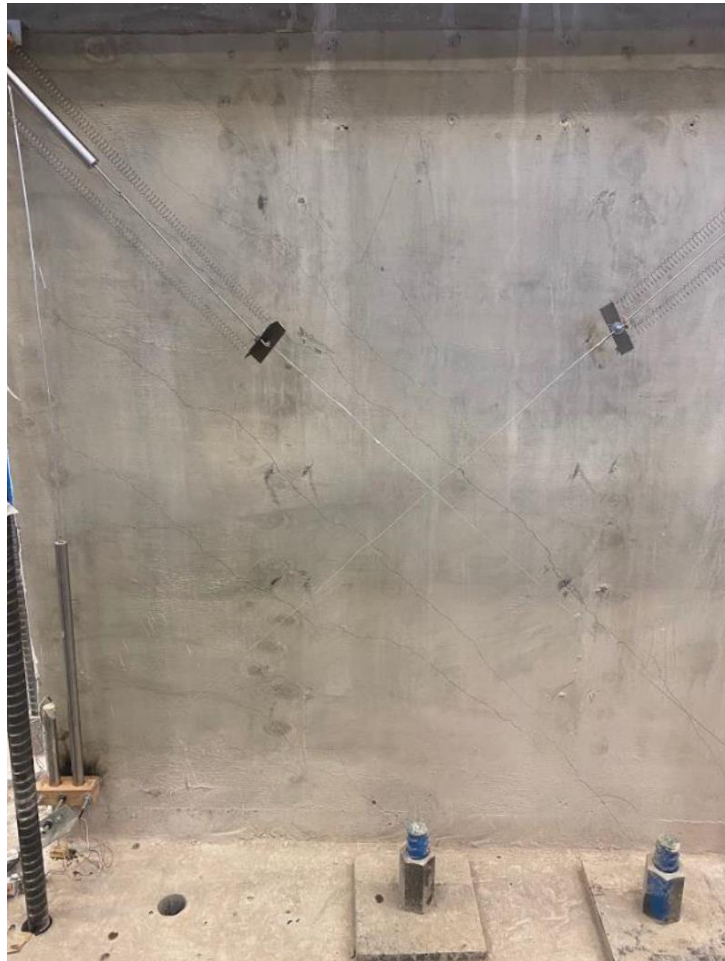


Figura 5.4 : Aparición de grieta en la diagonal principal para una deriva de 0,4%.

En la Figura 5.4 se muestra la aparición de las primeras grietas en la diagonal principal del muro mientras se sometía a cargas en la dirección este. La presencia de estas grietas diagonales sugiere un comportamiento posiblemente influenciado por fuerzas de corte, producto de que estas grietas diagonales son típicamente observadas en estructuras que experimentan tensiones de este tipo, especialmente durante eventos sísmicos. Este fenómeno podría considerarse predecible para un muro con una baja relación de aspecto, que suele estar expuesto de manera constante a fuerzas de corte.



Figura 5.5 : Aplastamiento y descascaramiento del hormigón, acompañado del pandeo de las barras del alma y borde del muro.



Figura 5.6 : Vista final desde el lado norte del muro convencional.

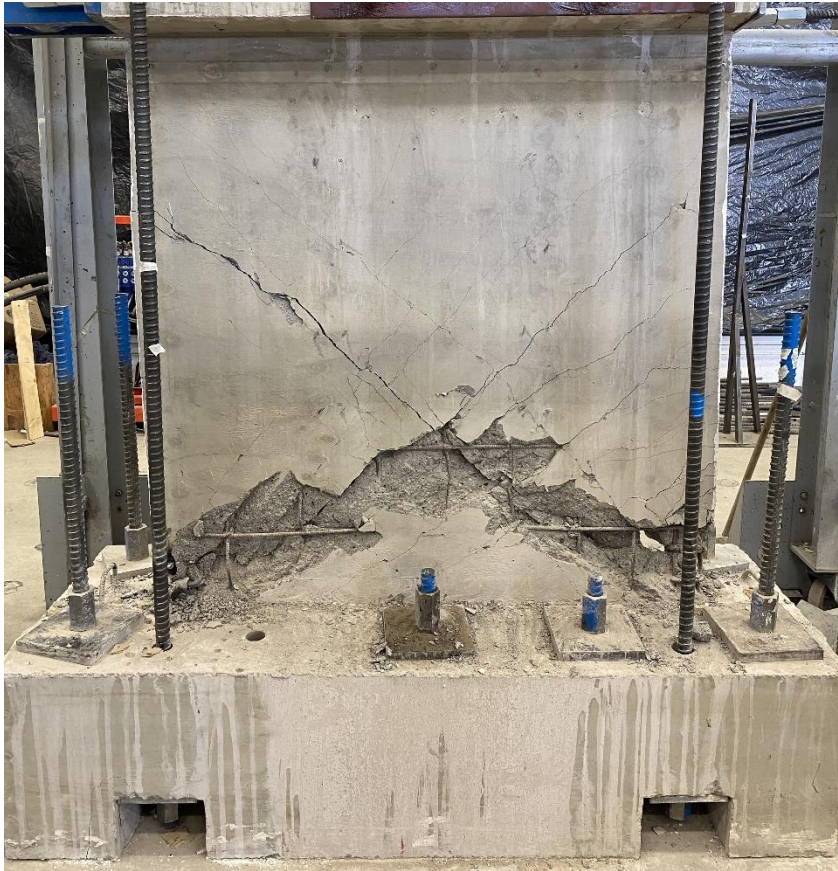


Figura 5.7 : Vista final desde el lado sur del muro convencional.

En la Figura 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7 se presenta el estado final del muro una vez que se considera que ha alcanzado el punto de falla. Teóricamente, este nivel correspondería a una pérdida del 20% en la resistencia con respecto al valor máximo obtenido; sin embargo, en este ensayo se ha decidido aplicar la carga hasta que se alcance un punto en el que se comprometa la integridad global del muro. El fallo total se produce en el tercer ciclo de la deriva del 2% cuando se carga el muro en la dirección este, en donde se observa una caída de la resistencia del 24% en la dirección negativa y un 26% en la dirección positiva.

Como se observa en la Figura 5.5, se produce un pandeo local tanto en las barras de la doble malla del alma como en las barras longitudinales del borde, lo que resulta en una inestabilidad lateral del muro.

Dado que la cantidad de armadura proporcionada tanto en el alma como en el borde es considerable, la falla obtenida concuerda con lo esperado y corresponde a un tipo de falla por compresión diagonal. En este caso, se puede observar que el hormigón se aplasta en las partes inferiores del muro y se propaga hacia el centro a través del puntal de compresión generado. Este efecto se ilustra en la Figura 5.6 y Figura 5.7, donde se evidencia la pérdida completa del hormigón de recubrimiento en las zonas más solicitadas, junto con el agrietamiento diagonal característico de los muros fuertemente sometidos a corte.

5.2.2. Muro alternativo

Al igual que en el caso del muro convencional, en el muro alternativo, se observa un comportamiento mayormente elástico en los primeros ciclos, con las primeras grietas apareciendo recién en el segundo ciclo de la deriva del 0.25%. A partir de la deriva del 0.5%, comienzan a aparecer grietas que cruzan la diagonal principal.

Una de las diferencias principales que se observa en el muro alternativo, en comparación con el muro convencional, es que cuando se carga hacia el este en el primer ciclo de la deriva del 2.5%, se produce la rotura de una barra longitudinal del borde. Como se ilustra en la Figura 5.8, en este punto, ya se había perdido el recubrimiento en los bordes del muro, y las barras estaban soportando directamente las tensiones principalmente de flexión a las que estaban siendo sometidas. En las figuras anteriores, se pudo apreciar que, en su estado final, el muro convencional experimentó pandeo en sus barras de borde, pero no sufrió rotura de estas.

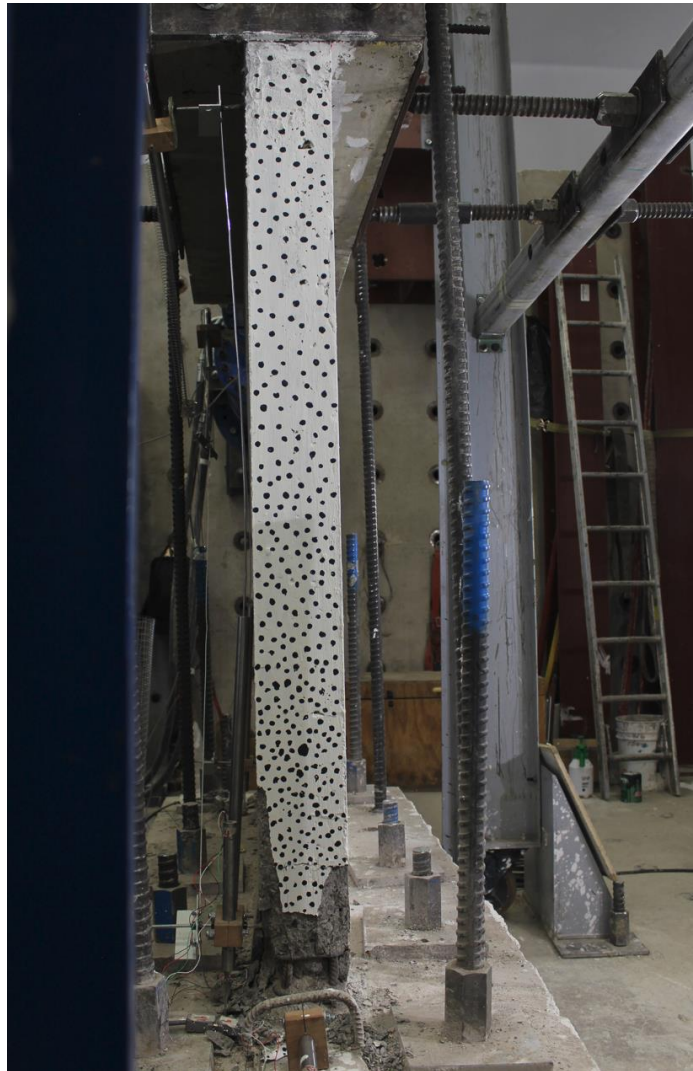


Figura 5.8 : Captura de la cámara lateral en el primer ciclo de la deriva 2.5% (yendo hacia el este).



Figura 5.9 : Vista final de los bordes inferiores oeste y este respectivamente.



Figura 5.10 : Vista final desde el lado norte del muro alternativo.



Figura 5.11 : Vista final desde el lado norte del muro alternativo.

Este muro se considera que falló cuando se produjo la ruptura de las cuatro barras longitudinales en el lado este durante el tercer ciclo de desplazamiento del 2.5%, mientras se cargaba hacia el oeste. Esto se traduce en una pérdida en la resistencia de un 28% en la dirección negativa y un 44% en la dirección positiva. En la Figura 5.9, se puede apreciar cómo quedaron estos bordes una vez que el espécimen falló, mostrando claramente el corte total de las barras. La diferencia en el grado de afectación entre ambos lados puede atribuirse a varios factores, incluida la falta de homogeneidad en el postensado de la fundación con respecto a la losa de reacción, debido a las limitaciones de espacio en el laboratorio.

En la Figura 5.10 y Figura 5.11 se presenta el estado final del muro visto desde el frente, tanto desde el lado norte como desde el sur, respectivamente. Al compararlo con su par de estudio previamente ensayado, es evidente la notable diferencia en las magnitudes de los daños observables en el alma del muro. Se observa un menor aplastamiento y agrietamiento del hormigón en las partes inferiores del muro, lo que indudablemente demuestra una mejora en su comportamiento y capacidad para resistir daños. Además, se evidencia una mejora en términos de los desplazamientos máximos alcanzados, ya que con el muro alternativo fue posible completar el desplazamiento del 2% e incluso superar tres ciclos de desplazamiento del 2.5%, lo que se traduce en un aumento del 25% en la deriva máxima alcanzada.

5.3. Respuesta de corte y flexión de los muros

Cuando se ensaya un muro con una carga lateral y/o una excitación sísmica, este se verá afectado por tensiones axiales, de corte y de flexión, las cuales variarán en magnitud y orden de importancia dependiendo de una serie de factores, como la esbeltez y la cantidad de refuerzo tanto en el alma como en el borde. En este caso, al tratarse de un muro con una razón de aspecto relativamente baja, resulta interesante observar y comparar el comportamiento que presentarán estos especímenes tanto en flexión como en corte. Para ello, se instalan los sensores diagonales 10 y 11 mostrados en la Figura 4.27. Posteriormente, a partir de las distancias medidas entre las ubicaciones de los sensores, es posible establecer una relación que proporcione la deformación corregida de corte, la cual se obtiene utilizando la ecuación (5.2).

$$U_s = \frac{D_0}{2L} (S1 - S2) \quad (5.2)$$

Esta ecuación corresponde a una simplificación realizada por Massone [20], en la que D_0 equivale a la distancia promedio entre las dos diagonales de los sensores, y L representa la longitud horizontal. $S1$ y $S2$ simbolizan los datos extraídos de los canales, los cuales corresponden a las desangulaciones que presenta el muro en las dos direcciones.

5.3.1. Corte

Aplicando entonces la Ecuación (5.2) a la data obtenida de los previamente mencionados sensores 10 y 11 se obtienen las siguientes figuras que muestran la evolución de la componente de corte a medida que avanza el ensayo.

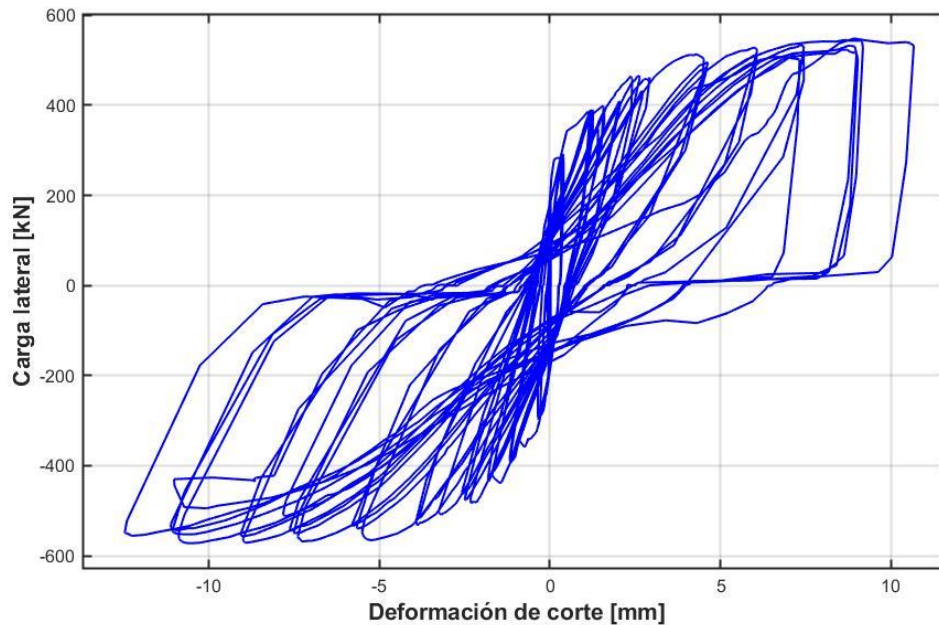


Figura 5.12 : Deformación de corte experimental versus carga lateral para el muro convencional.

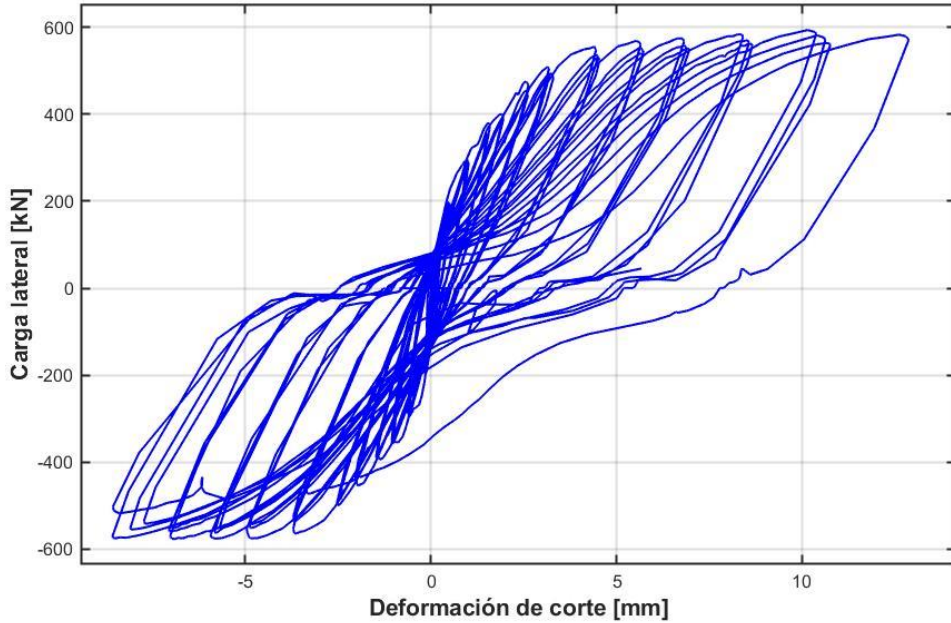


Figura 5.13 : Deformación de corte experimental versus carga lateral para el muro alternativo.

5.3.2. Flexión

Utilizando la curva global previamente obtenida, es posible determinar la contribución de la flexión al desplazamiento total, calculando la diferencia entre este último y el desplazamiento de corte, obteniéndose así las curvas representadas en la Figura 5.14 y Figura 5.15.

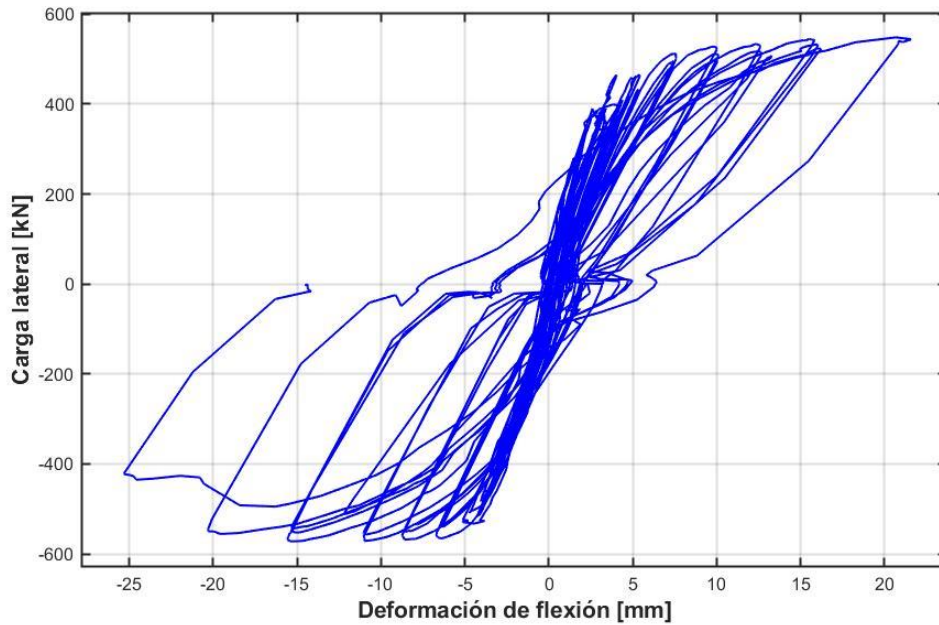


Figura 5.14 : Deformación de flexión experimental versus carga lateral para el muro convencional.

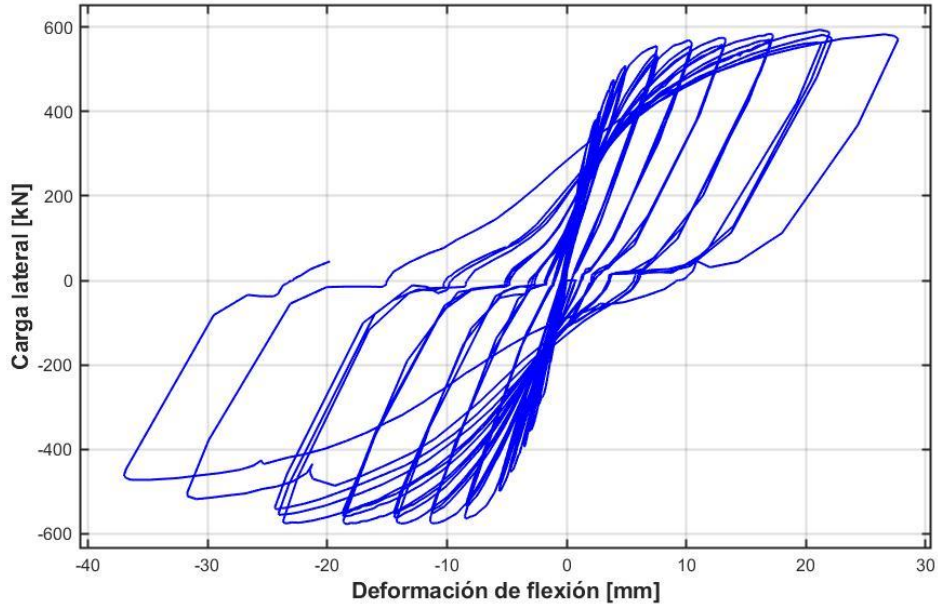


Figura 5.15 : Deformación de flexión experimental versus carga lateral para el muro alternativo.

De las curvas anteriores, a partir de los máximos de deriva en cada ciclo, se extraen las deformaciones de corte y flexión que se resumen en la Figura 5.16. Es apreciable que en todo momento la componente de flexión tiene mayor participación en el desplazamiento total que la componente de corte, notando además que en el muro alternativo se observa un comportamiento más flexural que en el muro con diseño convencional.

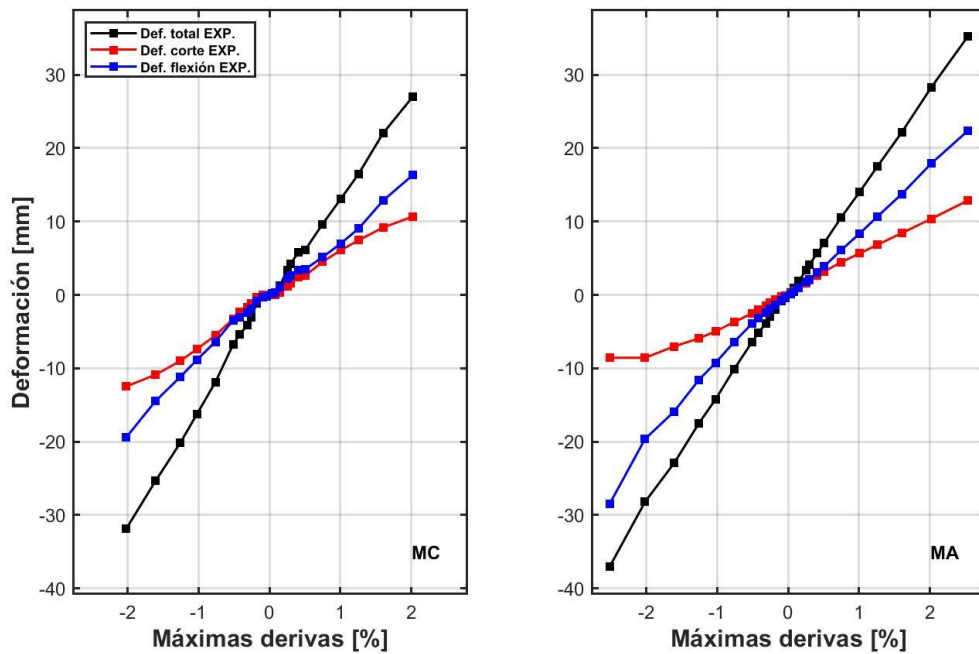


Figura 5.16 : Contribución del corte y flexión en función de las derivas para cada muro estudiado.

Capítulo 6

Resultados de modelos

6.1. Descripción de modelo

Para pre-evaluar el comportamiento de los diseños de muros alternativos propuestos se hace uso de un modelo computacional que considere la no-linealidad que presentan las estructuras chilenas. El modelo a utilizar, E-SFI (efficient shear-flexure interaction), fue desarrollado por Massone et al. E-SFI está destinado a proporcionar resultados precisos para muros planos esbeltos, de mediana altura y chatos, con una formulación computacionalmente eficiente que se puede usar en condiciones generalizadas [10]. El programa computacional en el que se realizan las modelaciones corresponde a OpenSees, que se define como un marco de software para desarrollar aplicaciones para simular el desempeño de sistemas estructurales y geotécnicos sujetos a terremotos.

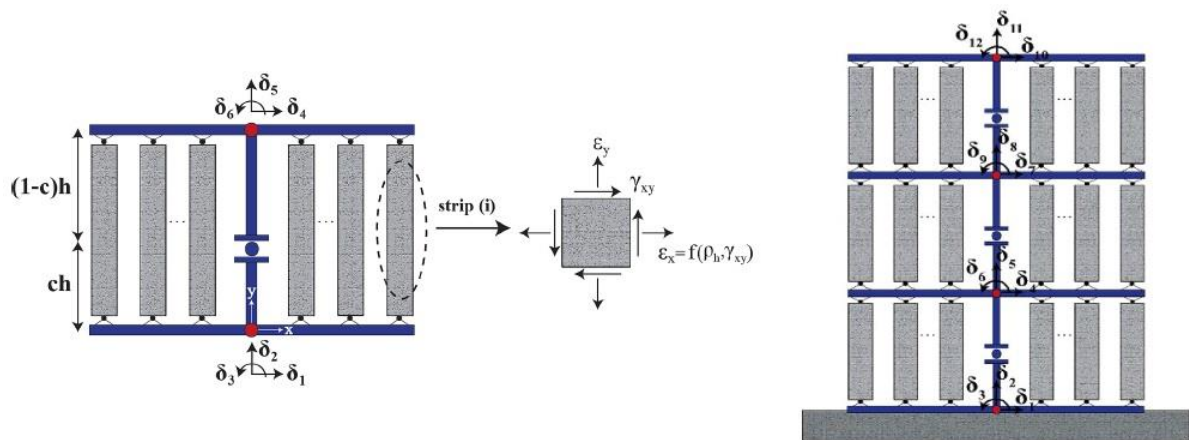


Figura 6.1 : Grados de libertad del modelo E-SFI en un elemento y en un modelo de muro [10].

En la Figura 6.1 se muestra un elemento E-SFI y como se distribuyen verticalmente para componer lo que vendría siendo el muro a estudiar. Cada elemento está compuesto por paneles bidimensionales de hormigón reforzado y está descrito por seis grados de libertad, por lo que un muro estructural se modela como una pila de n elementos E-SFI colocados uno encima del otro, sumando así una cantidad de $N = 3*(n+1)$ grados de libertad. Se supone que la curvatura de un elemento E-SFI es uniforme y concentra su rotación a una altura $c*h$ en donde se recomienda usar un valor de $c = 0.4$. La suposición cinemática de que las secciones planas permanecen planas, así como la suposición de una deformación cortante constante a lo largo de la longitud del elemento, se consideran para calcular la deformación axial (ϵ_y) y la distorsión cortante (γ_{xy}) para cada panel en toda la sección.

El planteamiento se apoya en el modelo SFI-MVLEM propuesto por Kristijan Kolozvari, donde en aquella proposición se agrega un grado de libertad extra para encontrar la deformación normal horizontal a través de iteraciones. Massone et al. [10] quisieron probar una manera en que la

convergencia fuera más rápida y plantearon la siguiente expresión en función de la cuantía horizontal y la deformación de corte:

$$\varepsilon_x = 0.55(1 + \rho_h)^{-60}(1 - 3^{-800|\gamma_{xy}|}) \cdot |\gamma_{xy}| \quad (6.1)$$

Esta expresión calibrada con resultados de ensayos experimentales reproduce con un nivel razonable de precisión la magnitud de los perfiles de deformación normales horizontales en diferentes niveles de deriva. La relación de refuerzo horizontal juega un papel importante en el valor máximo de la relación de deformación por lo que fue incluido en la expresión anterior.

El modelo constitutivo uniaxial para el hormigón se caracteriza por combinar una parábola de tipo Hognestad hasta alcanzar la resistencia máxima y una línea recta que simula la degradación del material hasta alcanzar una capacidad residual constante. La respuesta a tracción es bilineal y no incluye una capacidad residual. El acero se define mediante una curva bilineal que representa el comportamiento elástico inicial y el posterior al límite elástico, incluyendo el endurecimiento por deformación. El pandeo de la armadura longitudinal se aborda utilizando la metodología simplificada propuesta por Pugh et al. [21]. Este enfoque implica limitar la capacidad de las barras de refuerzo longitudinal cuando se alcanza la deformación residual del hormigón no confinado en las fibras adyacentes al acero. La efectividad de este método está respaldada por resultados muy satisfactorios en la modelización de muros esbeltos de hormigón armado, como se ha demostrado en estudios anteriores [22]. En el presente estudio, la deformación residual del hormigón no confinado se calibra a partir de resultados experimentales, con un valor de 0.01.

Para validación, los resultados del modelo fueron comparados con los especímenes de muros medidos experimentalmente. Los parámetros del material tal como fueron construidos se incluyeron en los modelos de material uniaxial para el hormigón y el acero. En el caso del hormigón confinado, se utilizó el modelo propuesto por Saatcioglu y Razvi [23]. Otro tema relevante es la rigidez inicial de los muros, especialmente los muros robustos, que requieren la inclusión de la penetración de deformación para una estimación correcta. La penetración de deformación corresponde a la elongación del refuerzo longitudinal dentro del pedestal (cimentación), lo que resulta en una extensión en la interfaz muro-cimentación que contribuye significativamente a las deformaciones flexurales observadas en los datos experimentales [24]. Las deformaciones causadas por la penetración de deformación en la interfaz muro-cimentación pueden modelarse utilizando resortes rotacionales discretos, como indicó Picón et al. [24].

Fue observado que cambiar el número de elementos E-SFI de igual tamaño sobre la altura conduce a diferencias en la resistencia máxima y deformación, así como en la tasa de degradación debido a las diferencias en la respuesta local. La formulación, al ser basada en desplazamiento, no satisface necesariamente el equilibrio interno del elemento [10].

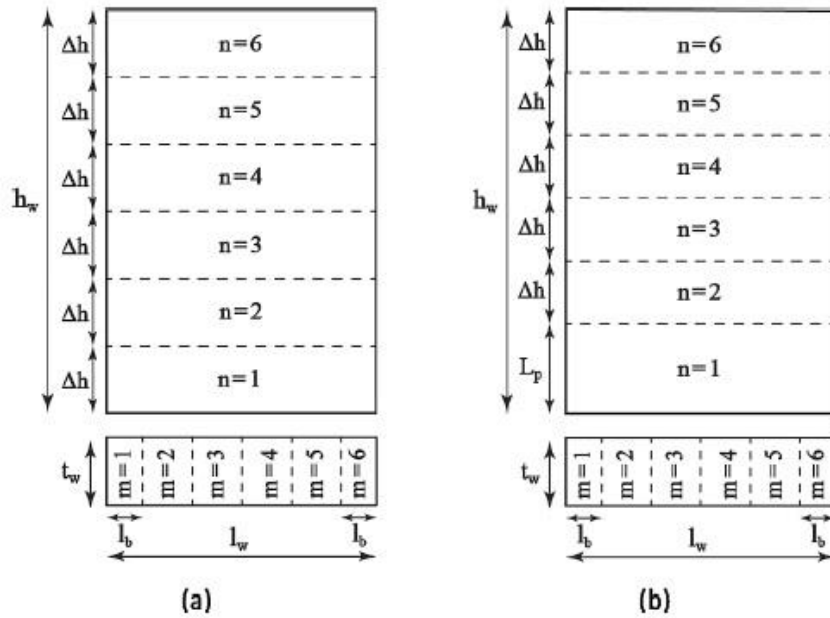


Figura 6.2 : Discretización del modelo de muro [10].

En la figura previa se muestran dos distribuciones de alturas para los elementos E-SFI en altura, teniéndose que para el caso (a) es uniforme y para el caso (b) el primer elemento tiene la longitud de la rótula plástica, para así tener una integración adecuada de la respuesta inelástica. De esta forma, regularizando la altura de los elementos más deformados, las respuestas locales y globales del muro son objetivas independientemente del número de elementos sobre la altura [10].

De esta forma, con la utilización de este modelo lo que se busca es obtener una respuesta previa de cómo sería el comportamiento del muro si se hiciera uso de tal configuración de armadura alternativa. Con el modelo E-SFI se logra reproducir de manera bien precisa los bucles histeréticos esperados, incluyendo las derivas alcanzadas, resistencias máximas y componentes de desplazamiento de flexión y de corte para diferentes valores de esbeltez de muros y modos de falla. Todo lo anterior lo logra de una forma eficiente y rápida en comparación a modelos predictivos previos, en los cuales el gasto computacional era grande. De igual manera, una vez ensayados los muros y obtenidos los resultados, se busca comparar las respuestas y ver si se alcanza una similitud en las curvas histeréticas obtenidas.

6.1.1. Inclusión de resortes rotacionales

Los resultados preliminares de los modelos indican que estos tienden a aumentar la rigidez en la carga lateral versus el desplazamiento lateral superior, a diferencia de lo observado en los datos experimentales. Esto se debe al deslizamiento del refuerzo longitudinal en las uniones viga-columna o columna-base, lo que contribuye de manera significativa a las deformaciones por flexión observadas en los datos experimentales [25].

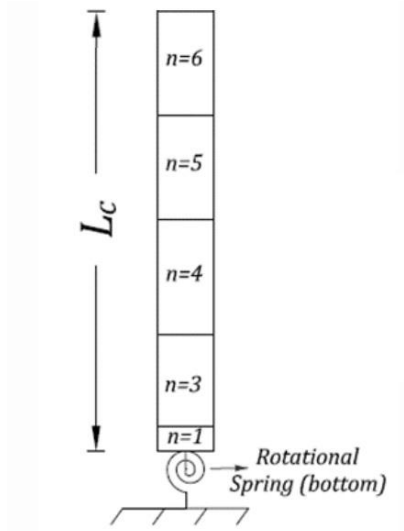


Figura 6.3 : Modelo con resorte rotacional para simular el deslizamiento en la unión columna-base [25].

Las deformaciones causadas por el deslizamiento en la unión columna-base pueden ser modeladas utilizando resortes rotacionales discretos, como se ilustra en la Figura 6.3. Se instalan en serie resortes rotacionales en la parte inferior del elemento E-SFI, los cuales representan resortes elásticos de deslizamiento con una rigidez rotacional (k_r) calculada como sigue:

$$k_r = \frac{2 \cdot M_y}{\phi_y \cdot l_d} \quad (6.2)$$

Con:

- M_y = momento de fluencia.
- ϕ_y = curvatura de fluencia.
- l_d = largo de desarrollo.

Estos resortes de deslizamiento se localizan en uno de los dos elementos de la unión, y al utilizarse se tiene en cuenta el ablandamiento inelástico del deslizamiento de la barra en los elementos de fibra, suavizando la pendiente de endurecimiento de la fibra de acero [26].

6.2. Resultados de modelos

Haciendo uso de la herramienta computacional E-SFI se modelan entonces los dos muros ensayados, los cuales tienen como principales parámetros de ingreso los siguientes:

Tabla 6.1 Parámetros ingresados para modelar los muros convencional y alternativo.

Tensión de compresión máxima (f'_c) [MPa]	39.9
Tensión de compresión máxima confinada (f'_{cc}) [MPa]	46.7
Tensión de fluencia (f_y) de fierros $\phi 8$ [MPa]	611.9
Tensión de fluencia (f_y) de fierros $\phi 12$ [MPa]	472.9
Deformación en el máximo de tensión de compresión (ϵ_c) [-]	-0.00269
Deformación en el máximo de tensión de compresión confinado (ϵ_c) [-]	-0.00498
Cuantía de armadura vertical del alma (ρ_{yw}) [-]	0.0047
Cuantía de armadura horizontal del alma (ρ_{xw}) [-]	0.0042
Cuantía de armadura vertical del borde (ρ_{yb}) [-]	0.0251
Cuantía de armadura horizontal del borde (ρ_{xb}) [-]	0.0168
Carga axial (N) [kN]	509.9

Los parámetros f'_c y f_y son obtenidos de los ensayos experimentales para la caracterización de los materiales. Para determinar la tensión de compresión máxima se utiliza el modelo planteado por Saatcioglu et al. [23]. Los parámetros ϵ_c , E_c y r_c (estos últimos no especificados en la Tabla 6.1), se obtienen a partir de lo planteado por Chang & Mander [27]:

$$E_c = 8200 \cdot (f'_c)^{3/8} \text{ (MPa)} \quad (6.3)$$

$$\epsilon'_c = \frac{(f'_c)^{1/4}}{1150} \quad (6.4)$$

$$r = \frac{f'_c}{5.2} - 1.9 \quad (6.5)$$

Las cuantías son obtenidas a partir del área de armadura concentrada dentro del área de hormigón correspondiente. Finalmente, para determinar la carga axial, se utiliza el 10% del producto entre la máxima tensión de compresión y el área bruta de la sección transversal.

$$N = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad (6.6)$$

Estos parámetros, junto a las dimensiones propias de los muros, sientan la base para obtener los valores que son necesarios de ingresar para obtener el análisis que proporciona el modelo E-SFI. Un punto importante para mencionar, y que está relacionado con lo que muestra la Figura 6.2, es el tamaño del primer elemento, que tiene crucial relevancia en las deformaciones y ductilidad que presentará el modelo. Lo recomendado por autores a utilizar para el tamaño del primer elemento es $L_p = 2 \cdot t_w$, pero en este caso esto no fue posible debido a que se tiene muros de una baja relación de aspecto ($H/L_w = 1.1$ considerando la mitad de la viga de carga), que se encuentran en el límite de lo que corresponde a una respuesta controlada a corte o flexión, lo que genera constantes problemas de convergencia, además de obtener curvas histeréticas incompletas y con poco sentido. Es por lo que se opta por utilizar una altura de primer elemento igual a la mitad del largo del muro ($L_p = 0.5 \cdot L_w$). Con esto lo que se asegura es una respuesta dúctil del muro que evite tener problemas de convergencia.

En la Figura 6.4 se presentan las dimensiones de los paneles y elementos utilizados en los modelos de muros convencional y alternativo. De aquí es importante notar: los 10 mm de recubrimiento en los extremos; los 150 mm de armadura de borde, divididos en 2 paneles; armadura distribuida en el alma a 180 mm; primer elemento de 700 mm; distancia equiespaciada entre los demás elementos, de tal manera de alcanzar una altura total de 1550 mm, ya que se consideran los 150 mm de la mitad de la viga de carga, que es donde se aplica la carga.

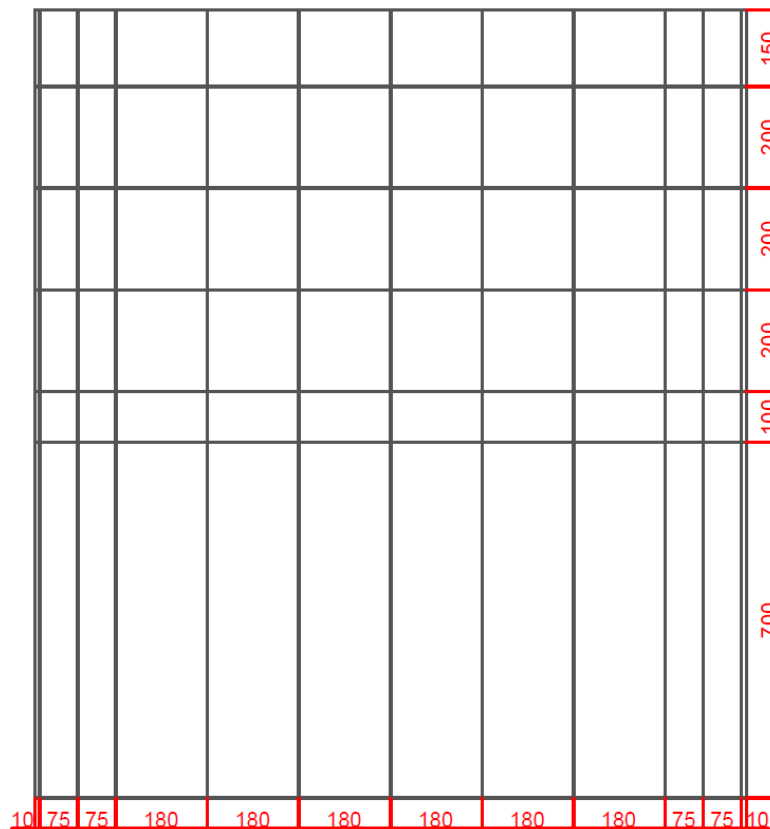


Figura 6.4 : Discretización en milímetros de paneles y elementos de modelo E-SFI utilizado para muro convencional y alternativo.

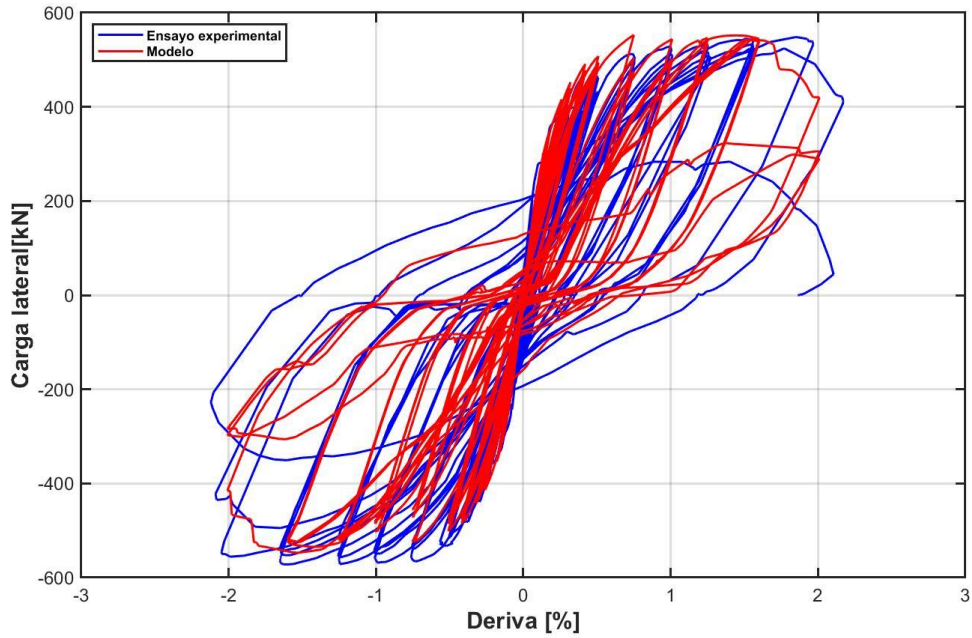


Figura 6.5 : Histéresis experimental versus la obtenida a partir del modelo E-SFI para el muro convencional, utilizando 3 ciclos por deriva.

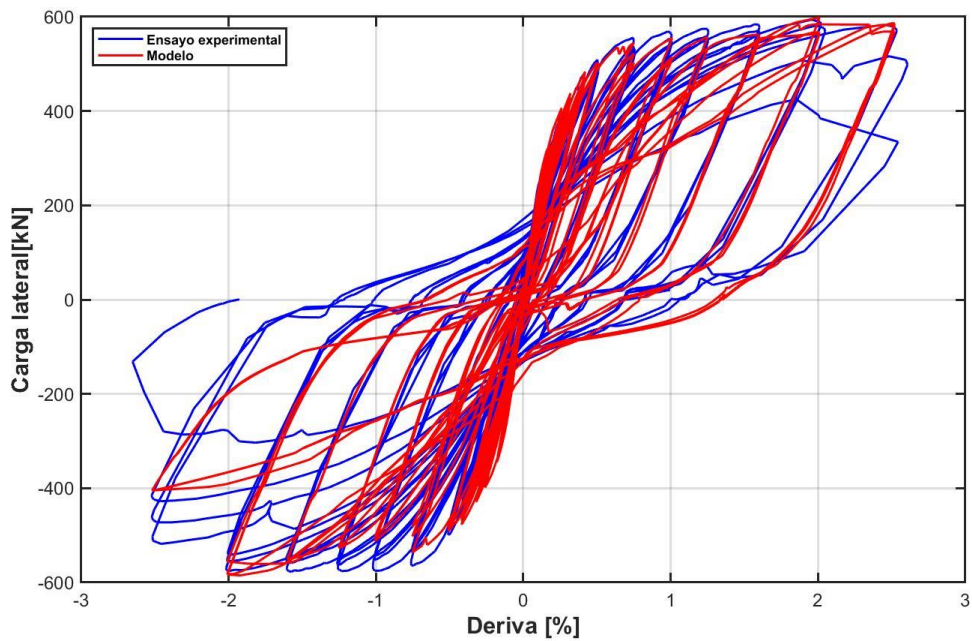


Figura 6.6 : Histéresis experimental versus la obtenida a partir del modelo E-SFI para el muro alternativo, utilizando 3 ciclos por deriva.

En la Figura 6.5 y Figura 6.6 se muestran los resultados de las curvas histeréticas obtenidas mediante el uso de E-SFI, junto con los datos experimentales correspondientes. Es evidente la similitud en sus respuestas, lo que sugiere que el modelo puede considerarse ajustado y apropiado para proporcionar una respuesta numérica precisa de lo que se esperaría en un ensayo experimental real.

6.3. Análisis paramétrico

La resistencia máxima al corte disminuye con el aumento de la razón de aspecto y se ve afectada por la cantidad de refuerzo en las almas y los elementos de borde, la resistencia del hormigón y del refuerzo, además de la carga axial a la que está sometida [11]. Considerando estos parámetros críticos, se genera un análisis paramétrico con el objetivo de ver cómo varía la respuesta histerética de los muros en estudio cambiando cada uno de estos factores.

Se consideran los factores que según la literatura resultan críticos en el comportamiento de un muro de baja relación de aspecto:

- Armadura de borde
- Armadura del alma
- Carga axial
- Razón de aspecto

A partir de esto, se propone variar estos parámetros para crear diferentes configuraciones. El objetivo es obtener una respuesta general sobre cómo cambiaría el comportamiento de los muros convencional y alternativo al mantener ciertas variables constantes mientras se modifican otras. Esto busca proporcionar recomendaciones generales sobre cuándo se puede aprovechar al máximo la solución propuesta y en qué casos el cambio resultaría insignificante.

Tabla 6.2 Combinaciones utilizadas.

Combinación	ρ_{yw} [-]	ρ_{xw} [-]	ρ_{yb} [-]	Carga axial ($P/f'c Ag$) [-]	Razón de aspecto (H/Lw) [-]
1	0,0047	0,0042	0,00251	0,1	1,1
2	0,0025	0,0025	0,00251	0,1	1,1
3	0,01	0,01	0,00251	0,1	1,1
4	0,0047	0,0042	0,05	0,1	1,1
5	0,0025	0,0025	0,05	0,1	1,1
6	0,01	0,01	0,05	0,1	1,1
7	0,0047	0,0042	0,00251	0,15	1,1
8	0,0025	0,0025	0,00251	0,15	1,1
9	0,01	0,01	0,00251	0,15	1,1
10	0,0047	0,0042	0,05	0,15	1,1
11	0,0025	0,0025	0,05	0,15	1,1
12	0,0047	0,0042	0,00251	0,1	1,5
13	0,0025	0,0025	0,00251	0,1	1,5

14	0,01	0,01	0,00251	0,1	1,5
15	0,0047	0,0042	0,05	0,1	1,5
16	0,0025	0,0025	0,05	0,1	1,5
17	0,01	0,01	0,05	0,1	1,5
18	0,01	0,01	0,05	0,1	2,0

En la Tabla 6.2, la combinación número 1 corresponde al caso base equivalente a los muros analizados en la sección previa. Se puede observar que en las primeras seis combinaciones se mantienen tanto la carga axial como la razón de aspecto constantes, variando únicamente la cuantía de las armaduras del alma y del borde. En las siguientes cinco combinaciones, es decir, de la 7 a la 11, se modifica la carga axial mientras se mantiene la variación de cuantías. Finalmente, de la 12 a la 17, se restablece la carga axial al caso inicial y se modifica la razón de aspecto, manteniendo nuevamente la variación de cuantías. La combinación número 18 se centra en un caso de estudio particular que analiza la respuesta de un muro aún más esbelto, con una relación de aspecto de 2, manteniendo constantes las demás características, como las cuantías y carga axial iguales a la combinación 17.

6.3.1. Análisis a partir del primer elemento del modelo E-SFI

En un modelo E-SFI, las propiedades del primer elemento son fundamentales para el comportamiento global del modelo, especialmente si su altura es considerablemente grande, como se muestra en la Figura 6.4. Esto permite comparar eficazmente las respuestas entre las diferentes configuraciones a través del análisis de este elemento inicial.

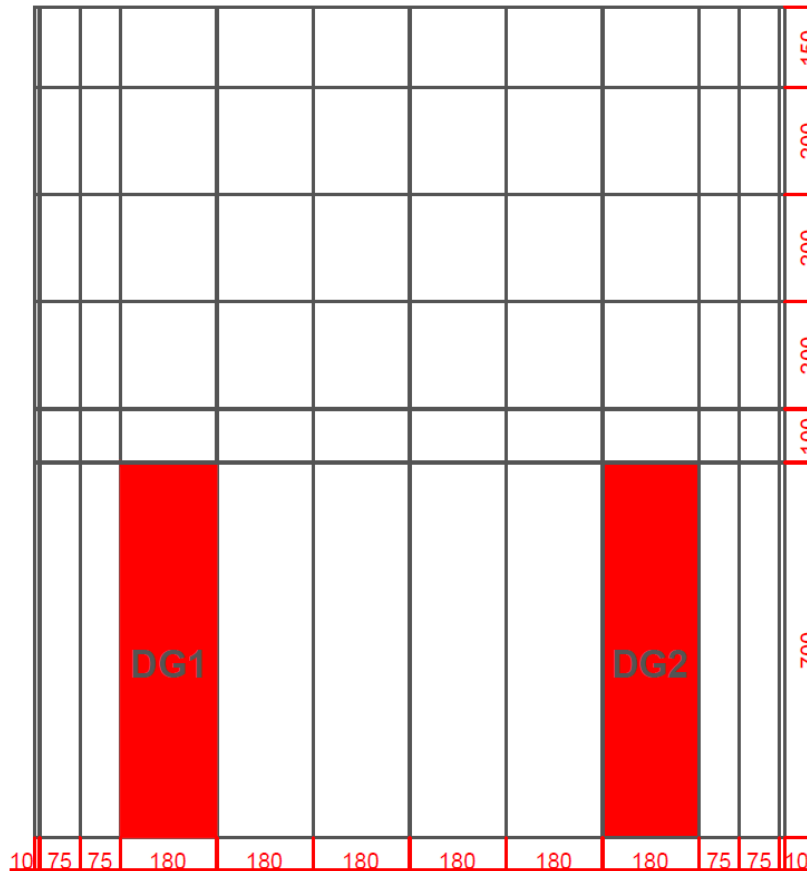


Figura 6.7 : Paneles escogidos para realizar el análisis.

Los elementos que serán analizados son los ubicados en la parte más externa del alma, ya que teóricamente experimentarán las mayores fuerzas de compresión y/o flexión entre los paneles de la zona central. En la Figura 6.7, se han resaltado estos elementos y, por simplicidad, se les ha asignado los nombres DG1 (para el panel izquierdo, correspondiente a la diagonal 1) y DG2 (para el panel derecho).

6.3.1.1. Deformación de barras en paneles extremos

En la Figura 6.4 se tiene que son 12 los paneles que componen a cada elemento del modelo E-SFI. Sin contar el recubrimiento, que no posee armadura alguna y deja de actuar rápidamente en el comportamiento general del muro, los paneles más solicitados durante la aplicación de la carga corresponderán a los de los extremos, que en este caso serán el 2 y el 11.

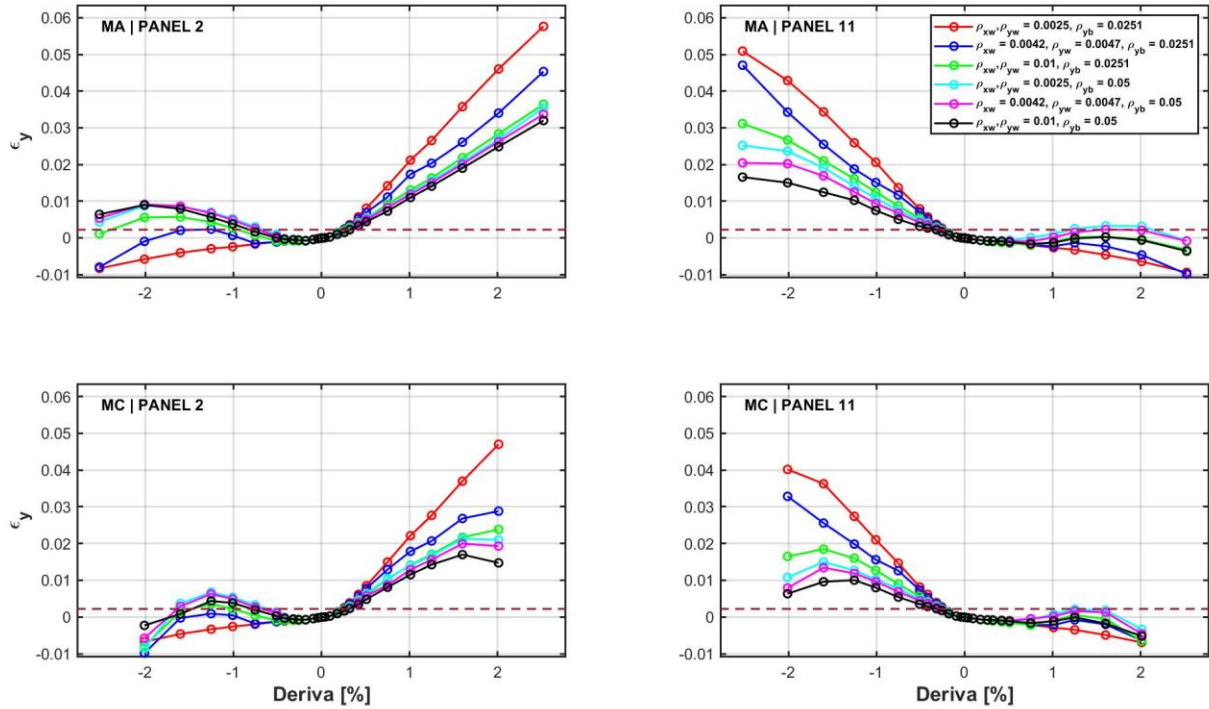


Figura 6.8 : Deformación en la dirección vertical de los paneles de borde, con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.

En las representaciones gráficas presentadas en la Figura 6.8 se muestran las deformaciones en 'y' de los paneles de borde. La línea punteada representa la deformación a la cual la armadura longitudinal fluye, por lo que se puede observar que claramente este valor se supera. Las deformaciones alcanzadas en el muro alternativo son mayores y están relacionadas con el comportamiento flexural que experimenta este espécimen, llegando incluso al punto en que las barras de borde se fracturan al final del tercer ciclo de la deriva del 2.5%. Se puede notar además que cuando el panel izquierdo (panel 2) está a compresión, se da un cambio en el eje neutro, ya que primero está en tracción y después a compresión.

En lo que respecta a la comparación de los comportamientos según las cuantías presentadas en la combinación modelada, se observa que a medida que disminuye la densidad de armadura, la deformación en el borde es mayor y las barras longitudinales se ven más exigidas. Si la cuantía de armadura horizontal y vertical en el alma aumenta, es más probable que ocurra una falla por compresión diagonal debido a la concentración de esfuerzos que se da en esta zona, lo que provoca que el hormigón en estas áreas experimente aplastamiento. Por otro lado, cuando la cantidad de armadura en el alma es menor en comparación con el otro caso, el borde se verá más demandado y, como resultado, se generarán grietas de mayores dimensiones en la zona central debido al mayor espacio en la malla.

6.3.1.2. Deformaciones principales en paneles extremos

Para ver el efecto que tiene el cambio de cuantías en un muro convencional y en otro con diseño alternativo, en el cual este último presenta paneles con propiedades de hormigón confinado en su diagonal, se extraen del modelo computacional los estados tensionales correspondientes a las direcciones principales, que representan las orientaciones en las cuales las deformaciones son máximas.

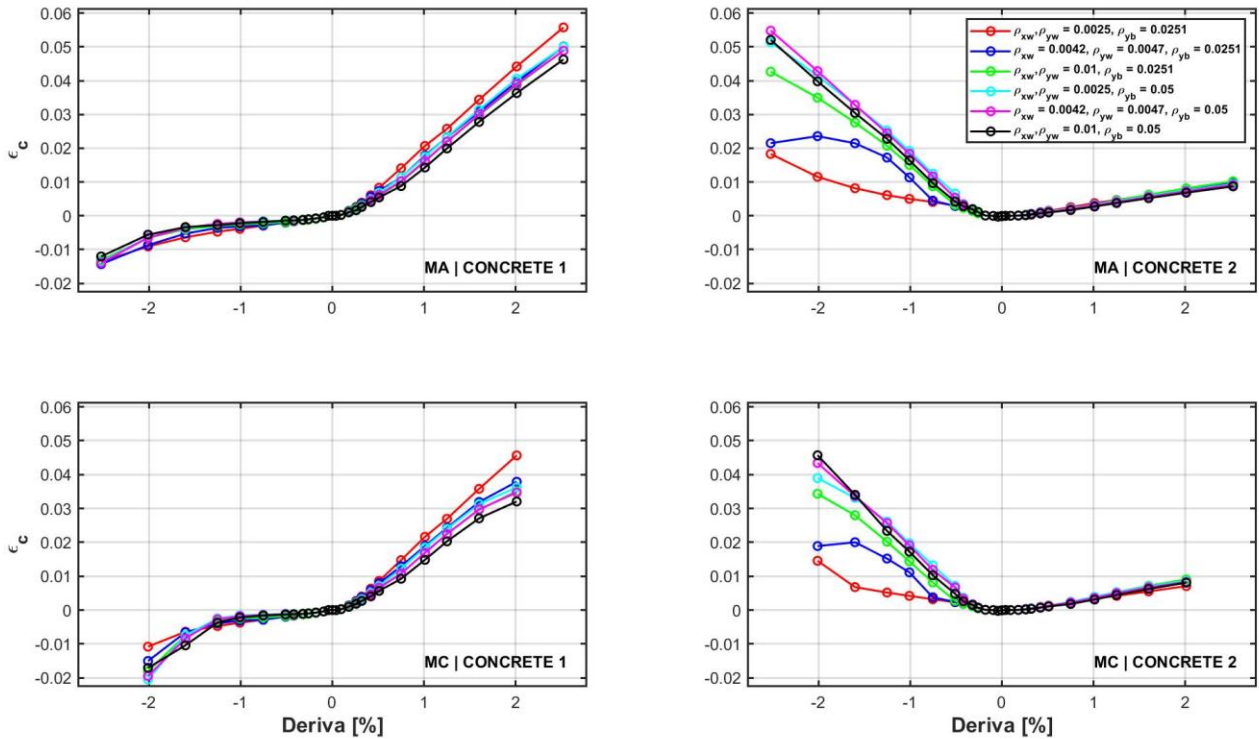


Figura 6.9 : Direcciones principales en panel de borde izquierdo , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.

En la Figura 6.9 y Figura 8.1 se presentan los resultados de las combinaciones 1 a la 6, tanto para el panel del borde izquierdo como el panel del borde derecho respectivamente. A partir de esto, se puede apreciar que no hay diferencias notables en la respuesta a compresión entre las diversas configuraciones y sus variaciones en las cuantías de armadura. Es en tracción donde las configuraciones con una mayor densidad de barras experimentan tensiones más elevadas. Al comparar la respuesta entre el muro convencional y el alternativo, observando las deformaciones principales para una misma deriva, las diferencias no son inmediatamente evidentes. Sin embargo, se nota una ligera reducción en las deformaciones por compresión y un leve incremento en las deformaciones por tracción en la dirección 1 (asociada a la diagonal del muro) en aquellas combinaciones que presentan una mayor densidad de armadura. Esto sugiere una posible transición hacia un comportamiento más flexural en la respuesta.

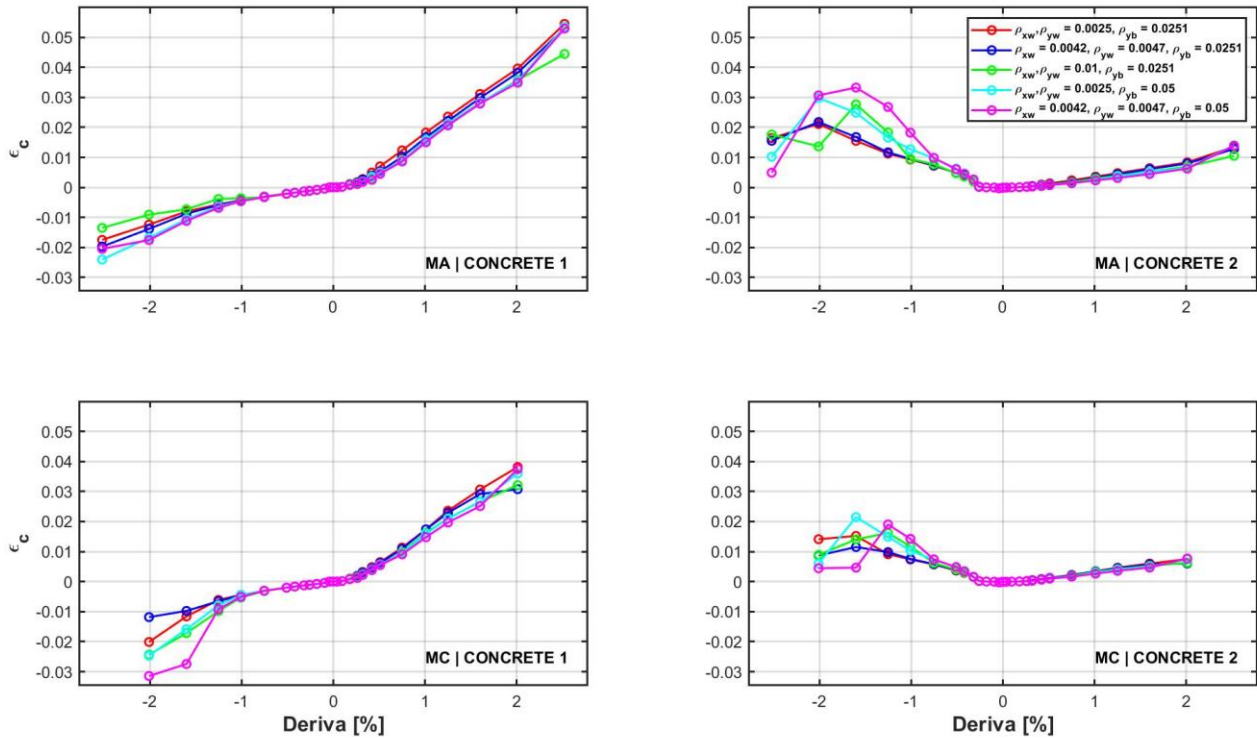


Figura 6.10 : Direcciones principales en panel de borde izquierdo , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.15$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.

Los resultados correspondientes a las direcciones principales de las combinaciones 7 a 11 de la Tabla 6.2 se muestran en la Figura 6.10 y la Figura 8.2. Estas combinaciones mantienen los parámetros de las primeras 6, pero difieren en que se incrementa la carga axial que se aplica de manera constante al muro.

A diferencia de cuando se tenía un factor de carga axial igual a 0.1, en este caso se observa que hay una combinación que presenta una variación leve en su comportamiento, la cual no corresponde a una de las cuantías extremas. Cuando ρ_{xw} y ρ_{yw} son iguales a 0.01, y la cuantía de borde (ρ_b) es igual a 0.0251 (curva verde), se nota que en la dirección 1, tanto en el elemento izquierdo como en el derecho, al utilizar el muro alternativo, las deformaciones tanto en compresión como en tracción tienden a disminuir en relación con los demás casos. Este escenario plantea que, al aumentar las cuantías en el alma del muro, se produce una mayor concentración de esfuerzos, lo que se asemeja a una posible falla por compresión diagonal. En este contexto, la adición de estribos en la diagonal contribuirá a absorber las deformaciones que podrían surgir, mejorando así el comportamiento observado y haciendo más efectiva la acción de esta configuración planteada.

Además, se puede observar en relación con los fallos detectables que las configuraciones con cuantías más bajas retrasan aún más su punto de falla, llegando incluso al punto en que no disminuyen sus deformaciones tanto en compresión como en tracción en la dirección 1. En la dirección 2, que es perpendicular 1, este comportamiento se vuelve aún más inestable, lo que

sugiere que el aumento de la carga axial de alguna manera perjudica a los modelos y la interpretación de los resultados obtenidos.

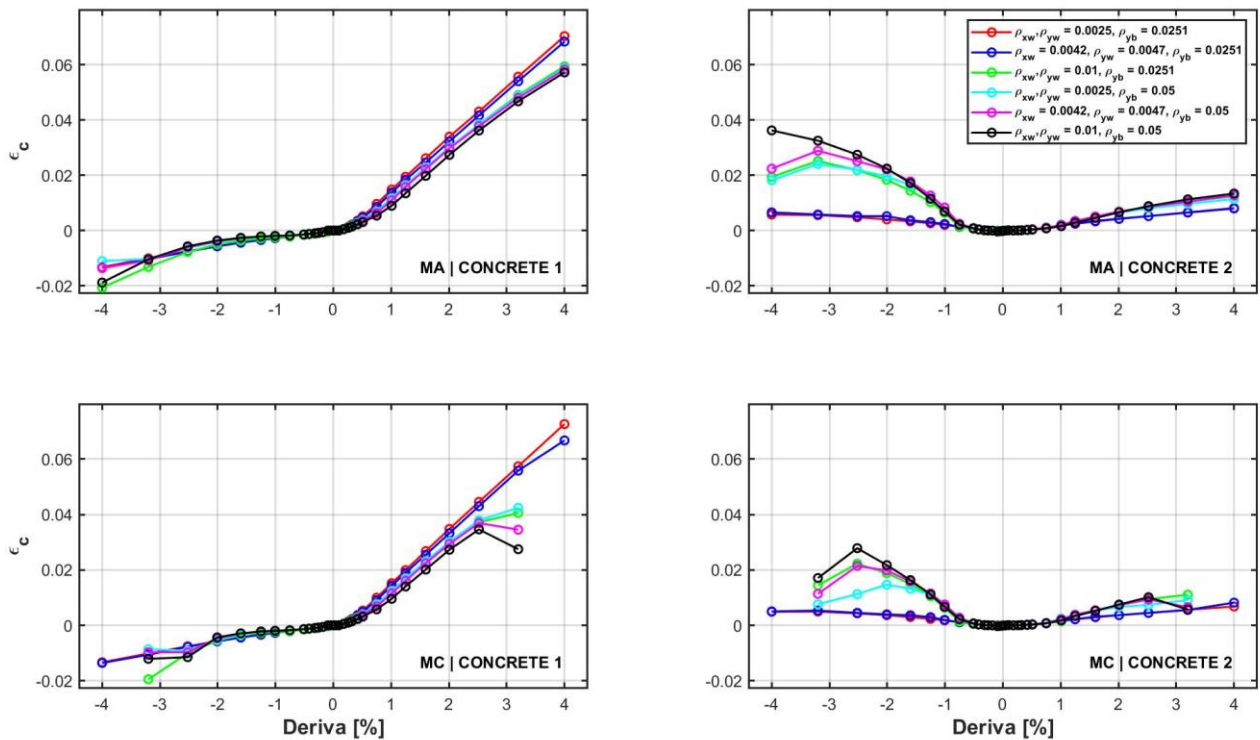


Figura 6.11 : Direcciones principales en panel de borde izquierdo , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.5$) constantes.

Finalmente, en la Figura 6.11 y Figura 8.3 se muestran los resultados obtenidos para aquellas combinaciones que presentan un aumento en su relación de aspecto (12 a 17). A primera vista, es evidente que se obtienen respuestas más flexibles en comparación con las combinaciones previas, debido a la mayor ductilidad observada en las derivas aplicadas antes de llegar a la degradación de la carga. En aquellas configuraciones que presentan menores cuantías, es posible observar que no hay una mejora en su comportamiento entre el caso alternativo y el convencional. Importante notar que en este análisis no se incluyó la combinación 18 que corresponde al caso con una razón de aspecto igual a 2.0, debido a que lo que se busca es observar el comportamiento en función de cómo varían las cuantías.

6.3.1.3. Cargas máximas y derivas en los puntos de degradación de resistencia

A continuación, se lleva a cabo el análisis de las cargas laterales máximas que son aplicadas en cada uno de los modelos, y las derivas alcanzadas en el punto de degradación de resistencia, el cual se define como el instante en el que se registra una disminución del 20% en comparación con la carga máxima alcanzada.

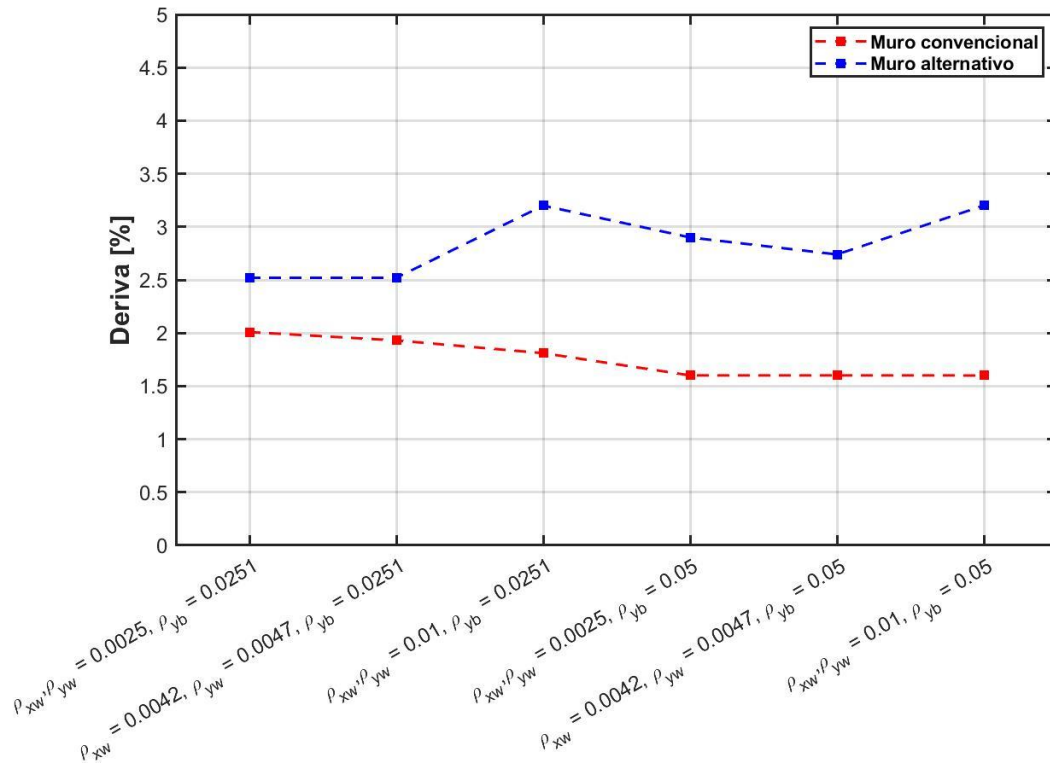


Figura 6.12 : Resumen de derivas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1.

En la Figura 6.12 y Figura 6.13, se muestra un resumen de los puntos obtenidos para las combinaciones 1 a 6, las cuales experimentan variaciones únicamente en las cuantías de barras y no en la carga axial o la razón de aspecto. Es evidente que el desempeño del muro alternativo no experimenta una mejora significativa en la deriva máxima antes de alcanzar el fallo cuando se utilizan las configuraciones con una menor densidad de armadura tanto en el alma como en el borde del muro. La deriva máxima alcanzada antes de la falla solo aumenta entre un 25 y 31%, como se detalla en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Valores de derivas máximas obtenidas y el porcentaje de aumento entre usar el diseño alternativo versus el convencional, en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c$ Ag) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1.

Cuantías en alma y borde	Deriva MC (%)	Deriva MA (%)	Aumento
$\rho_{xw} = 0.0025, \rho_{yw} = 0.0025, \rho_{yb} = 0.0251$	2.01	2.52	25%
$\rho_{xw} = 0.0042, \rho_{yw} = 0.0047, \rho_{yb} = 0.0251$	1.93	2.52	31%
$\rho_{xw} = 0.01, \rho_{yw} = 0.01, \rho_{yb} = 0.0251$	1.81	3.20	77%
$\rho_{xw} = 0.0025, \rho_{yw} = 0.0025, \rho_{yb} = 0.05$	1.60	2.90	81%
$\rho_{xw} = 0.0042, \rho_{yw} = 0.0047, \rho_{yb} = 0.05$	1.60	2.74	71%
$\rho_{xw} = 0.01, \rho_{yw} = 0.01, \rho_{yb} = 0.05$	1.60	3.20	100.0%

De la Figura 6.12 y la Tabla 6.3 se aprecia que en las primeras dos configuraciones, que corresponden a aquellas que presentan una menor cantidad de armadura tanto en el alma como en el borde, el aumento porcentual de la mejora obtenida al utilizar estribos en la diagonal es cercana a un 30%, mientras que para las demás combinaciones es superior a un 70%, llegando incluso a un 100% cuando la armadura en el alma y en el borde corresponde a un 1 y 5% respectivamente.

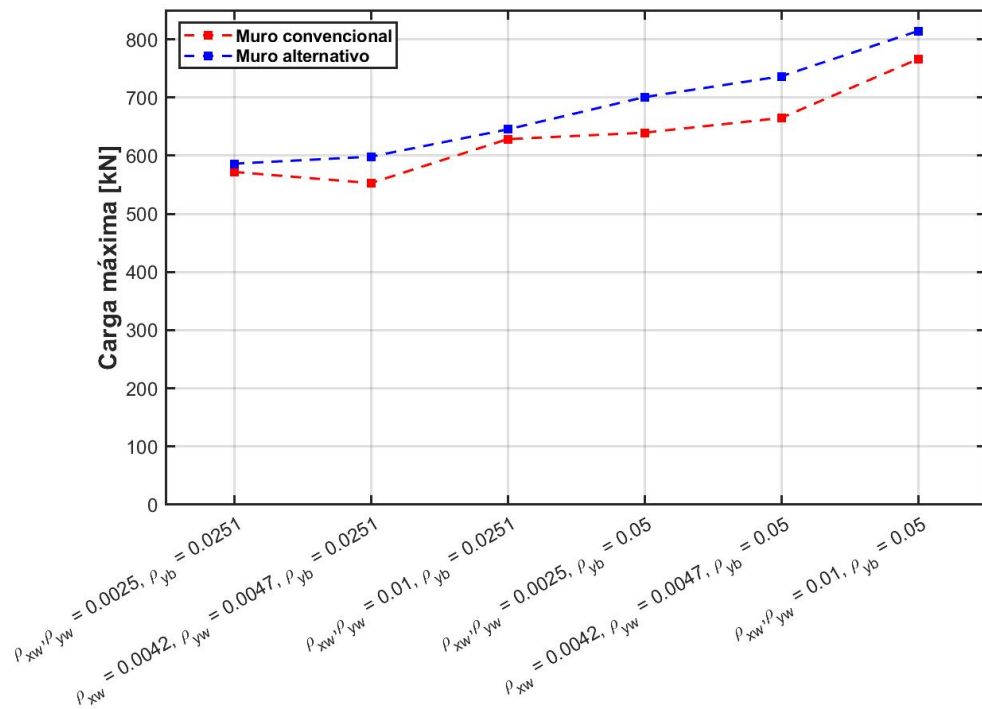


Figura 6.13 : Resumen de cargas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c$ Ag) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1.

Al analizar la Figura 6.13, que contiene las cargas laterales máximas alcanzadas en cada una de las configuraciones, se observa un leve aumento en cuanto a la capacidad de carga alcanzada por el muro alternativo en comparación a su símil convencional. No obstante, es importante destacar que este aumento en la carga lateral no constituye necesariamente un parámetro determinante para evaluar la conveniencia de una combinación sobre otra. Esto se debe a que el incremento en la carga lateral está directamente relacionado con la cantidad de armadura presente en la estructura. Por lo tanto, en aquellas combinaciones que ya cuentan con altas densidades de barras en el alma y el borde del muro, la incorporación de estribos direccionados en la diagonal no resultará en un aumento significativo debido a las cuantías elevadas ya presentes en estas zonas.

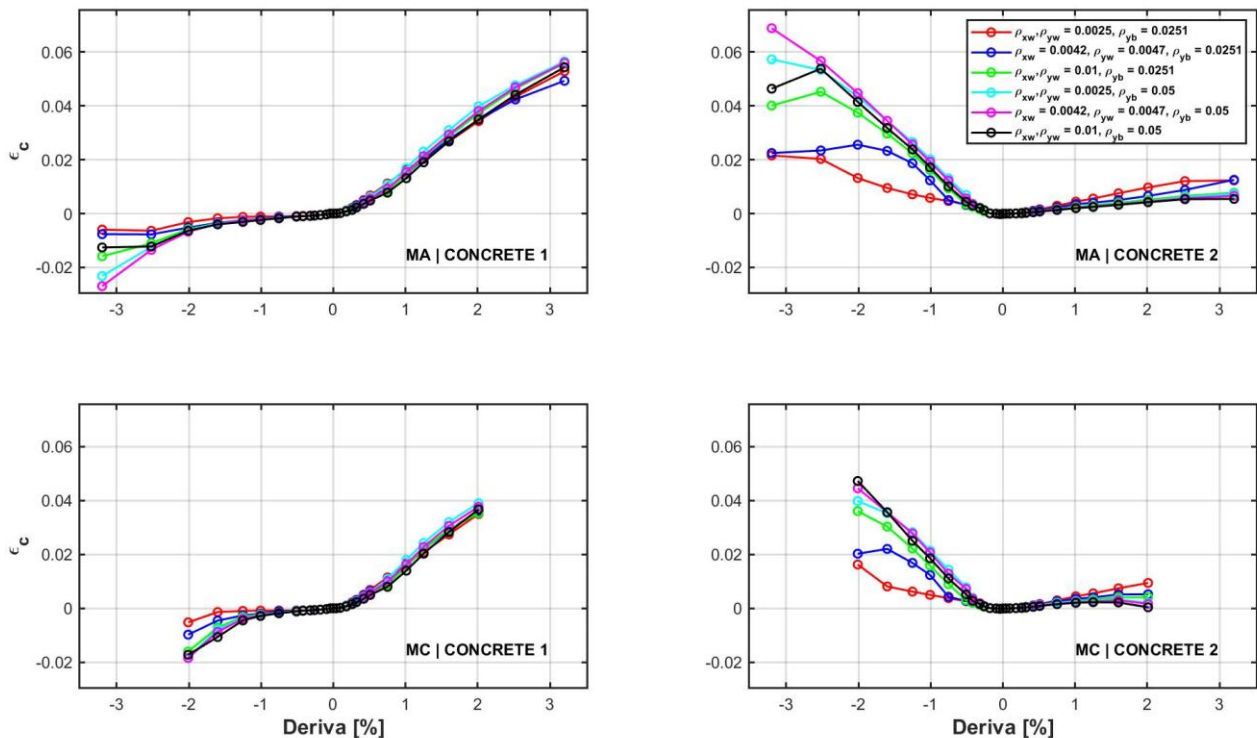


Figura 6.14 : Valores principales en primer panel del alma (de izquierda a derecha), con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.

En la Figura 6.14 se presentan los valores principales asociados a cada uno de los máximos para las combinaciones con un factor de carga axial de 0.1 y una razón de aspecto de 1.1. Si se toman los valores correspondientes a la dirección 1 (*concrete 1*), que puede considerarse que va en la dirección diagonal del muro, se observa que a medida que se emplea un diseño alternativo, las deformaciones que experimenta el hormigón para una deriva específica disminuyen en la zona de compresión, especialmente para aquellas combinaciones que presentan una mayor densidad de armadura. Esto sugiere que, en los muros con una mayor cantidad de armadura tanto en el alma como en el borde del muro, se está produciendo una falla por compresión diagonal. La acción de esta armadura distribuida en la diagonal contrarresta eficazmente la formación de grietas, retrasando así cualquier daño que pudiera ocurrir en esa área, lo que permite obtener un comportamiento más dúctil.

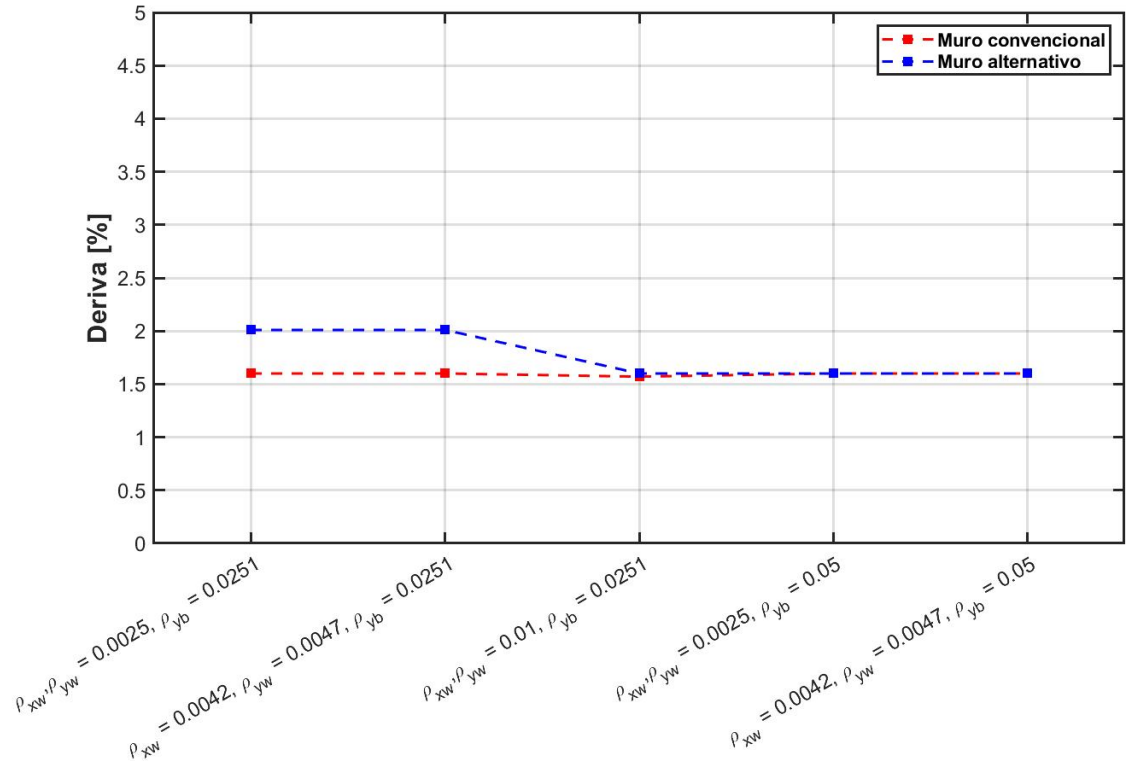


Figura 6.15 : Resumen de derivas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1.

En la Figura 6.15 se presentan los puntos de degradación obtenidos para aquellas combinaciones que presentan un aumento en la razón de carga axial aplicada (de 0.1 a 0.15), y cuyos valores de derivas y porcentaje de aumento de ductilidad se resumen en la Tabla 6.4.

Para estos casos, se observa que el aumento que se tiene al utilizar la configuración alternativa versus el utilizar la convencional es mínimo, siendo reflejado sólo en aquellas combinaciones que presentar una menor densidad de armadura. Esto se debe principalmente a que, al aumentar las cuantías tanto en el alma como en el borde, y sumado al efecto del incremento de la carga axial, los modelos E-SFI tienden a sufrir problemas de convergencia, por lo que las curvas histeréticas terminan siendo menos representativas y sus comportamientos tienden a ser más erráticos, tal cómo se evidencia de la Figura 8.18 a la Figura 8.22.

Al aumentar la carga axial, se esperaría un aumento en la carga lateral pero acompañado de una degradación más repentina de la resistencia una vez alcanzada esta capacidad máxima. La compresión vertical inducida por la carga axial compensa en cierta medida la flexión causada por el momento flector, lo que a su vez conduce al retraso en la formación de grietas, una disminución en su amplitud y al aumento del área de corte del hormigón en la región sometida a compresión [11]. Al reducir el efecto de la flexión, se promueve un comportamiento más dominado por el corte.

Tabla 6.4 Valores de derivas máximas obtenidas y el porcentaje de aumento entre usar el diseño alternativo versus el convencional, en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c$ Ag) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1.

Cuantías en alma y borde	Deriva MC (%)	Deriva MA (%)	Aumento
$\rho_{xw} = 0.0025, \rho_{yw} = 0.0025, \rho_{yb} = 0.0251$	1.60	2.01	26%
$\rho_{xw} = 0.0042, \rho_{yw} = 0.0047, \rho_{yb} = 0.0251$	1.60	2.01	26%
$\rho_{xw} = 0.01, \rho_{yw} = 0.01, \rho_{yb} = 0.0251$	1.57	1.60	2%
$\rho_{xw} = 0.0025, \rho_{yw} = 0.0025, \rho_{yb} = 0.05$	1.60	1.60	0%
$\rho_{xw} = 0.0042, \rho_{yw} = 0.0047, \rho_{yb} = 0.05$	1.60	1.60	0%

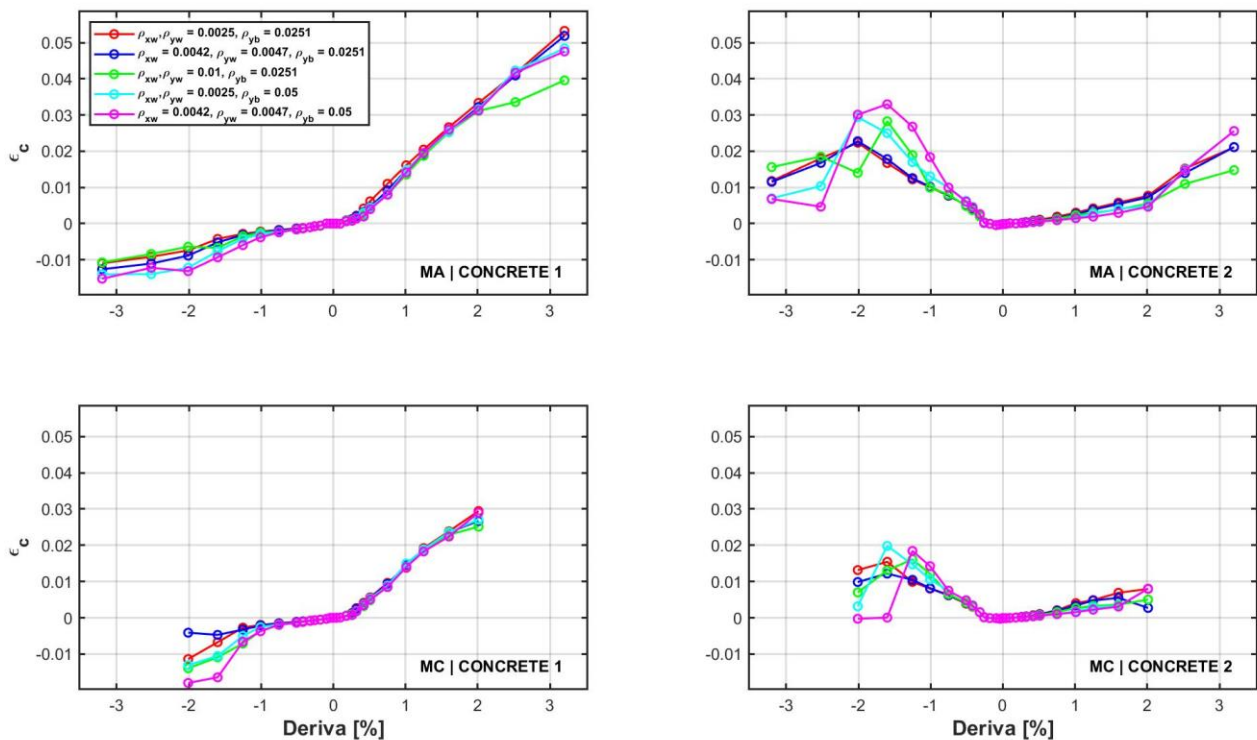


Figura 6.16 : Valores principales en primer panel del alma (de izquierda a derecha) , con carga axial ($P/f'c$ Ag = 0.15) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.1$) constantes.

Al igual que para el set de combinaciones previo, si se analizan los valores principales presentados en la Figura 6.16, se aprecia de la dirección 1 que, al aplicar el diseño alternativo, las deformaciones a compresión para una misma deriva disminuyen, lo que sugiere que se estaba teniendo una falla por compresión diagonal en el muro convencional.

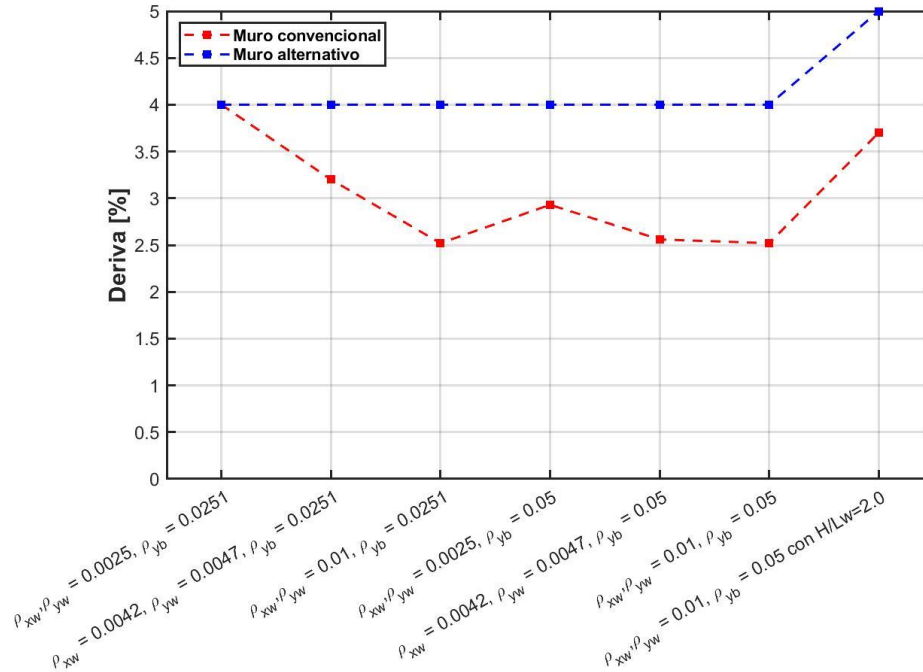


Figura 6.17 : Resumen de derivas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5.

Tabla 6.5 Valores de derivas máximas obtenidas y el porcentaje de aumento entre usar el diseño alternativo versus el convencional, en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5.

Cuantías en alma y borde	Deriva MC (%)	Deriva MA (%)	Aumento
$\rho_{xw} = 0.0025, \rho_{yw} = 0.0025, \rho_{yb} = 0.0251$	4.00	4.00	0%
$\rho_{xw} = 0.0042, \rho_{yw} = 0.0047, \rho_{yb} = 0.0251$	3.20	4.00	25%
$\rho_{xw} = 0.01, \rho_{yw} = 0.01, \rho_{yb} = 0.0251$	2.52	4.00	59%
$\rho_{xw} = 0.0025, \rho_{yw} = 0.0025, \rho_{yb} = 0.05$	2.93	4.00	37%
$\rho_{xw} = 0.0042, \rho_{yw} = 0.0047, \rho_{yb} = 0.05$	2.56	4.00	56%
$\rho_{xw} = 0.01, \rho_{yw} = 0.01, \rho_{yb} = 0.05$	2.52	4.00	59%
$\rho_{xw} = 0.01, \rho_{yw} = 0.01, \rho_{yb} = 0.05$ y $hw/lw = 2.0$	3.70	5.00	35%

Por último, en la Figura 6.17 y Figura 8.5 se presentan los resúmenes de las derivas y cargas máximas obtenidas en las combinaciones donde se incrementa la razón de aspecto, pasando de 1.1 a 1.5, sumado a la combinación que tiene una razón de aspecto 2. En estos casos, el punto de aplicación de la carga ya no se considera a 1.55 metros (1.4 metros de la altura del muro más 0.15 metros de la mitad de la viga de carga), sino que se sitúa a 2.1 metros, con el fin de examinar el impacto y la relevancia de utilizar el diseño alternativo en un muro más esbelto. Los aumentos en ductilidad se muestran en la Tabla 6.5.

De estas figuras es apreciable que, en aquella combinación que presenta la menor densidad de armadura, la respuesta del diseño alternativo resulta prácticamente indiferente de la del muro convencional. Para la siguiente configuración, en la que se aumenta un poco la armadura del alma, la deriva alcanzada con el diseño alternativo se incrementa un poco pero sigue sin ser un cambio relevante. Al tener poca armadura en el alma y una armadura relativamente media en el borde, el comportamiento resulta a tender más a uno flexural, lo que provoca que la influencia de los estribos colocados en la diagonal del muro tenga menor relevancia. Cuando se tienen cuantías iguales a 0.01 en el alma y 0.0251 en el borde, tal como en los casos analizados previamente, se podría esperar una falla por compresión diagonal debido a la alta concentración de esfuerzos que generaría tener una alta distribución de armadura en la zona central del muro.

Posteriormente, en las tres combinaciones siguientes, a medida que se incrementa la cantidad de armadura en el alma, se observa una disminución de la deformación máxima en el muro convencional, lo cual guarda relación con la concentración de esfuerzos presente en la zona central. Este fenómeno indica un cambio desde un comportamiento dominado principalmente por la flexión hacia una situación en la que el corte adquiere mayor relevancia en el muro convencional, como se logra apreciar en la Figura 6.28.

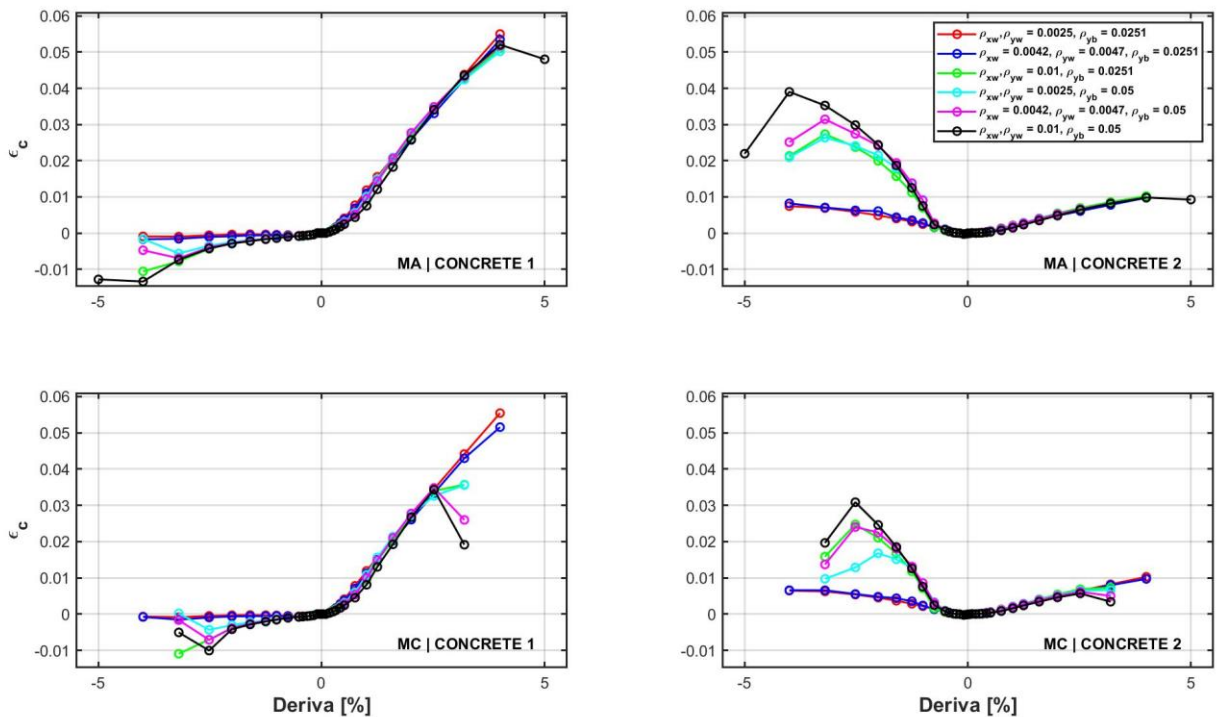


Figura 6.18 : Valores principales en primer panel del alma (de izquierda a derecha) , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.5$) constantes.

En la última combinación, correspondiente a la que representa a un muro más esbelto con una razón de aspecto igual a 2, se aprecia que el aumento en cuanto a la deriva máxima alcanzada previo al fallo es menor a los casos anteriores en los que se tiene muros más cortos.

En la Figura 6.18 se presentan los valores principales asociados a estas combinaciones más esbeltas. A diferencia de los dos conjuntos de casos anteriores, no se observan cambios significativos en las deformaciones por corte a las que están sometidos los diferentes muros. Sin embargo, al analizar las deformaciones a tracción en la dirección 1, se aprecia una mejora significativa en el comportamiento cuando se utiliza un diseño alternativo en los muros con una mayor densidad de armadura. Esto sugiere que, en los casos de diseño convencional, podría esperarse una falla por tracción diagonal.

Es interesante notar a partir de la Figura 6.28 y Figura 8.11, que, en los muros con un diseño alternativo, la influencia del corte en la deformación parece mantenerse relativamente constante en comparación con los muros convencionales. Esto sugiere que el diseño propuesto para un muro más esbelto no tiene un impacto principal en la resistencia al corte, sino que su mejora está principalmente relacionada con consideraciones geométricas. Debido a la mayor relación de aspecto del muro, este se comporta como un voladizo, lo que conlleva principalmente deformaciones flexurales. Por lo tanto, el diseño alternativo no parece tener un efecto significativo en la reducción de las deformaciones por corte, las cuales se mantendrán mínimas.

En la Figura 6.19 y Figura 8.6, se presentan comparativas de las derivas obtenidas para cada conjunto de combinaciones, considerando las variables que se mantienen constantes. En este contexto, se puede observar el impacto del aumento en la razón de aspecto en la ductilidad, lo que se traduce en derivas considerablemente más elevadas en comparación con los otros dos escenarios, especialmente en el muro convencional (Figura 6.19), en donde no se tienen elementos que compensen la fragilidad inherente del muro. Con la carga axial (línea azul), también se observa lo esperado teóricamente, que es una disminución en la capacidad de disipación de energía. Caso contrario ocurre con las cargas laterales máximas (Figura 6.20 y Figura 8.7), en donde un aumento de la carga axial se traduce en un incremento de las cargas máximas comparadas a lo que se obtiene con los demás casos, especialmente con los muros esbeltos, en donde la carga lateral alcanzada se reduce significativamente producto de las deformaciones más flexurales a las que se ven sometidos este tipo de muros.

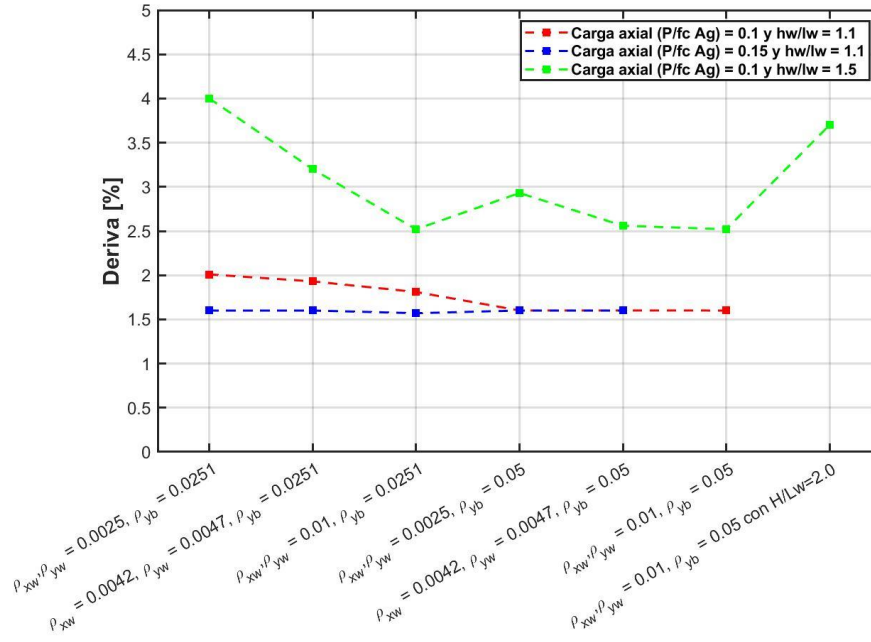


Figura 6.19 : Resumen de máximas derivas obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro convencional.

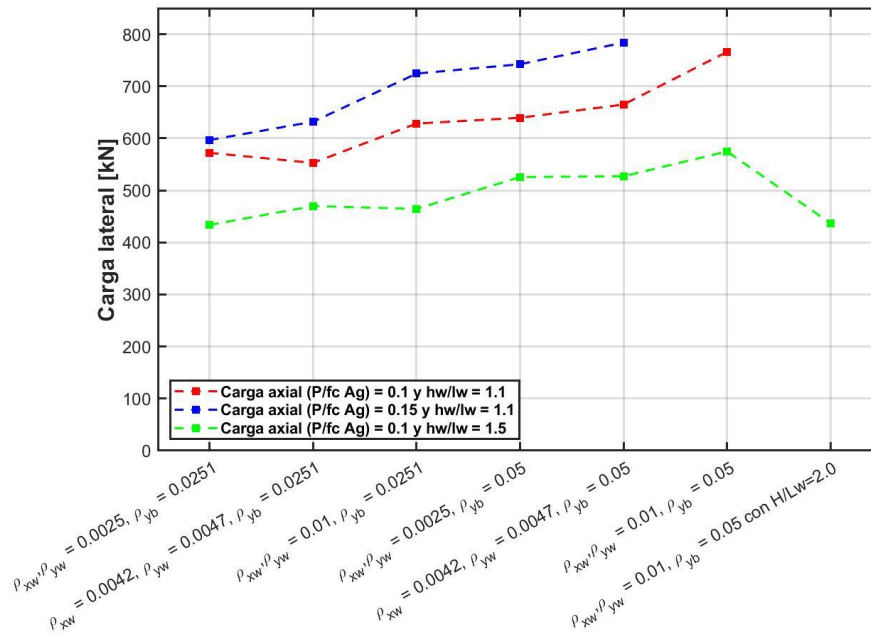


Figura 6.20 : Resumen de máximas cargas axiales obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro convencional.

6.3.1.4. Contribución al corte y flexión en cada combinación

Para examinar la variabilidad en la contribución al corte y la flexión según cada combinación, se extrae la componente de corte de la deformación del modelo E-SFI. Luego, utilizando la respuesta histerética obtenida previamente, se sustrae esta componente para generar la contribución a la flexión en cada caso específico.

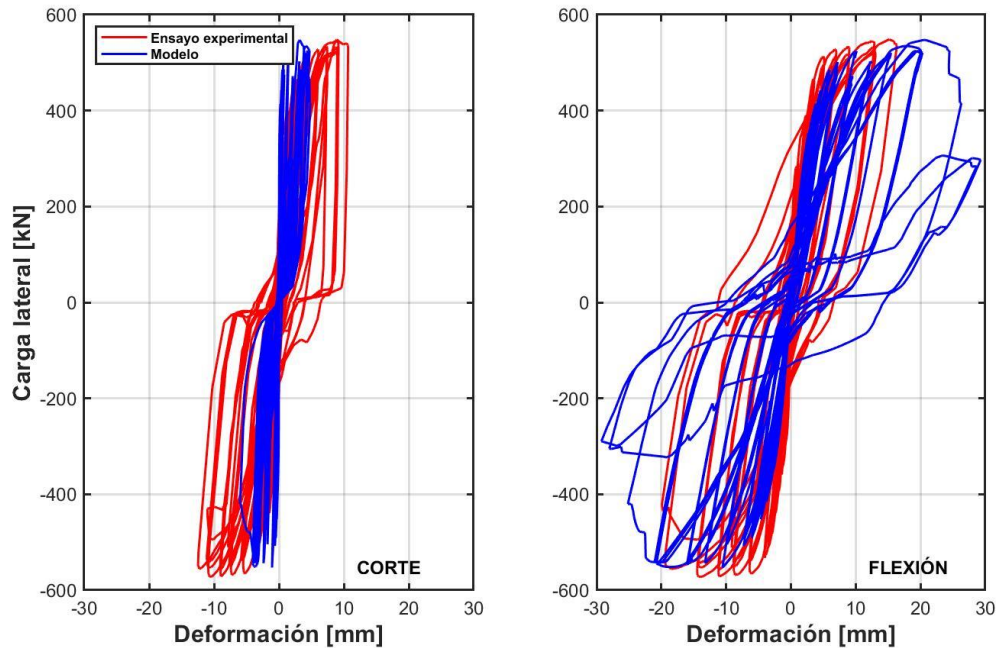


Figura 6.21 : Comparativa de curvas corte/flexión del ensayo experimental con diseño convencional versus lo obtenido del modelo E-SFI.

En la Figura 6.21 y Figura 6.22 presentan los resultados experimentales de las deformaciones por corte y flexión para el muro convencional y alternativo, respectivamente, así como las simulaciones realizadas mediante el modelo E-SFI. Se observa una notable similitud en las respuestas, lo que respalda la idea de que los resultados obtenidos en otros escenarios pueden representar adecuadamente lo que se esperaría en la práctica.

Si se centra en las deformaciones por corte y flexión, tanto en los datos experimentales como en las simulaciones, y se extraen los valores correspondientes a las máximas derivas, se obtiene la información ilustrada en la Figura 6.23. Se aprecia que tanto los resultados experimentales como los derivados del modelo E-SFI siguen una lógica similar, demostrando un comportamiento dominado por la flexión en la respuesta, pero con una influencia significativa de las deformaciones por corte.

Se observa que este aporte de las deformaciones por corte disminuye al aplicar el diseño alternativo. Si se comparan los máximos de las derivas positivas, se observa que en los resultados experimentales se pasa de un 39 a un 16% de la contribución del corte, y en el modelo de un 36 a un 13%, denotando que guardan una correlación. Esto confirma que en el caso del muro alternativo de la combinación 1, como se detalla en la Tabla 6.2 y correspondiente a los casos

ensayados experimentalmente, se produce una transición hacia una falla más influenciada por la flexión, a diferencia del muro convencional en el cual se ve una fuerte acción del corte.

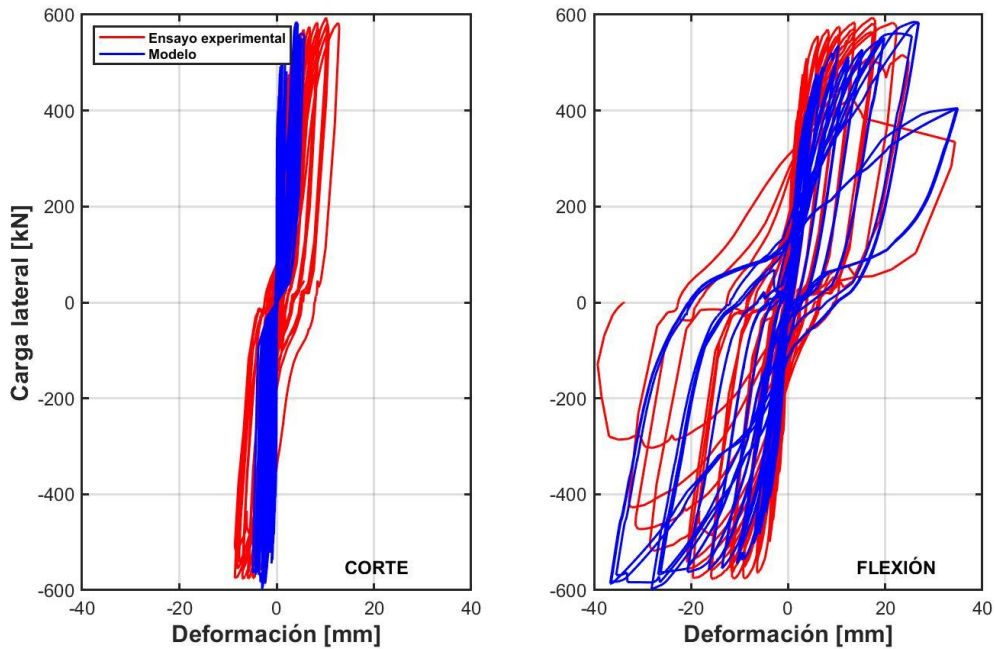


Figura 6.22 : Comparativa de curvas corte/flexión del ensayo experimental con diseño alternativo versus lo obtenido del modelo E-SFI.

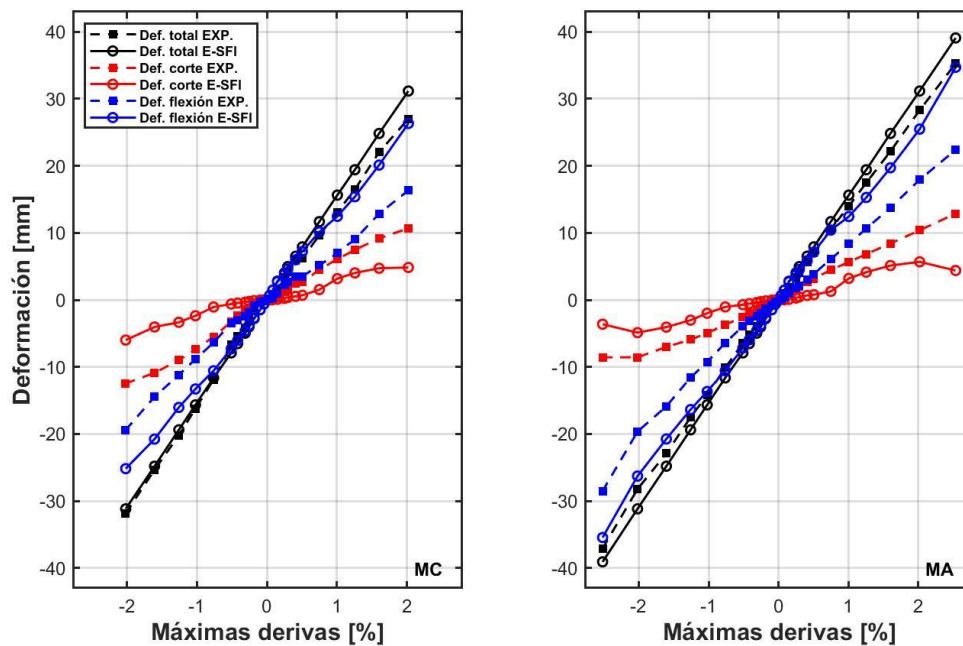


Figura 6.23 : Comparativa de contribución del corte y flexión obtenidos experimentalmente y a través del modelo E-SFI para el muro convencional y alternativo respectivamente.

Basándose en los resultados obtenidos a través de simulaciones con el modelo E-SFI para las demás configuraciones, se destacan algunas combinaciones que merecen ser analizadas y comparadas con lo previamente expuesto en las otras secciones.

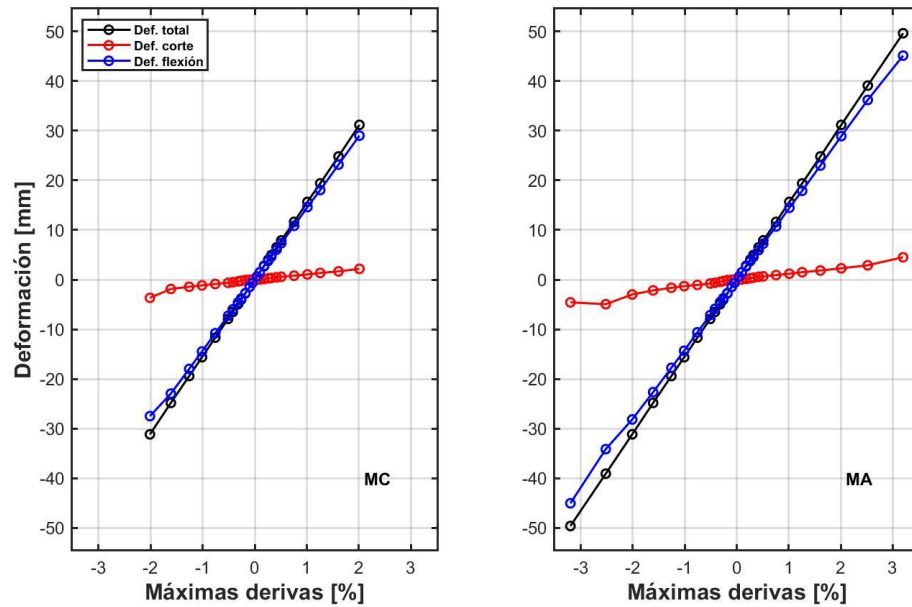


Figura 6.24 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 2 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

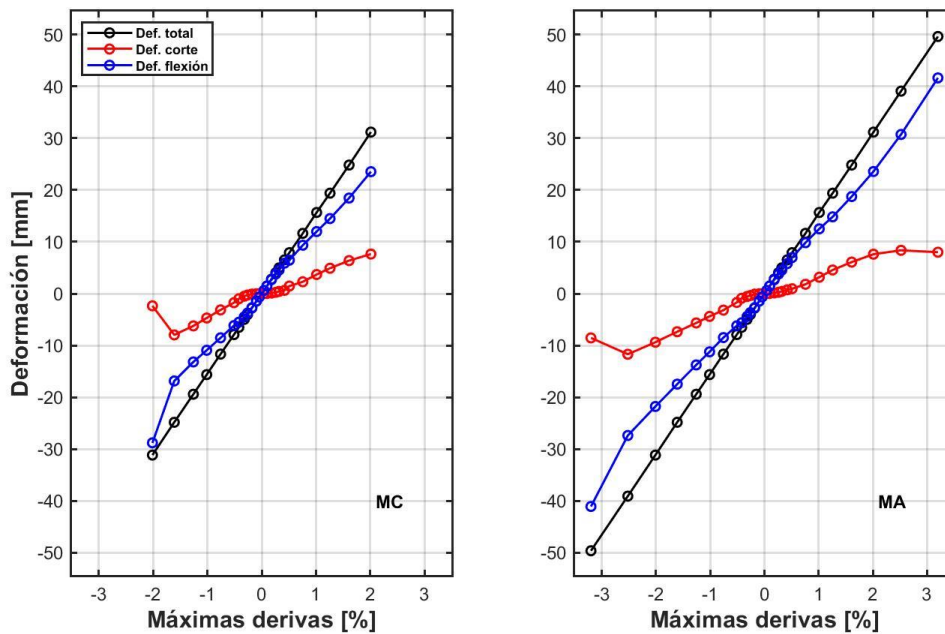


Figura 6.25 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 5 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

Como se observó en la Figura 6.12, en el caso de la combinación 2, que incluye cuantías horizontales y verticales del alma iguales a 0.0025 y una cuantía de armadura de borde de 0.0251, la mejora al emplear el diseño alternativo no resulta significativa. La Figura 6.24 presenta las deformaciones por corte y flexión relacionadas con esta configuración, donde se aprecia que las deformaciones por flexión dominan la respuesta. Específicamente, con la implementación del diseño alternativo, la contribución del corte pasa de un 12 a un 9% en la dirección negativa, y de un 7 a un 9% en la dirección positiva, lo que denota que no hay una transición marcada hacia un comportamiento más flexural en el muro.

En la Figura 6.25, se muestran las deformaciones por corte y flexión para la combinación 5, que presenta una cuantía horizontal y vertical del alma de 0.0025 y una cuantía de armadura de borde de 0.05, sin cambios en la carga axial ni en la razón de aspecto. En este caso, a diferencia de la situación previamente mencionada, la contribución del corte aumenta a primera vista. Si se observa la región de derivas positivas (dirección oeste), se pasa de una contribución de un 24% en el muro convencional a un 16% en el muro alternativo. Esto deja entrever la idea de que el diseño alternativo facilita la transición de un comportamiento influenciado por el corte a uno más orientado hacia la flexión.

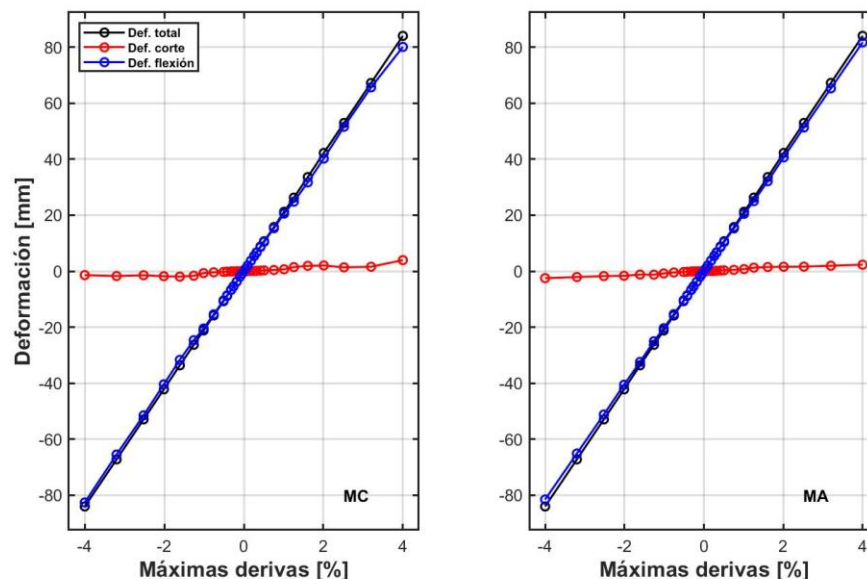


Figura 6.26 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 12 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

A partir de la Figura 6.26, que corresponde al caso en que se tiene una cuantía horizontal y vertical del alma de 0.0025 y una cuantía de armadura de borde de 0.0251, se aprecia que el comportamiento está casi exclusivamente dominado por la flexión, con una contribución del 95% a la deformación total. Como se observó previamente en la Figura 6.17, la respuesta del muro convencional apenas se ve alterada con la incorporación de los estribos en la diagonal del muro (muro alternativo). Esto podría deberse precisamente al hecho de que esta combinación presenta deformaciones de corte reducidas, lo que hace que la acción de la armadura diagonal sea prácticamente nula.

En las figuras siguientes se muestran resúmenes gráficos de las contribuciones de la deformación por corte a la deformación total para cada una de las combinaciones, tomando en cuenta, para mayor simplicidad, el punto en el que se alcanza la máxima deriva.

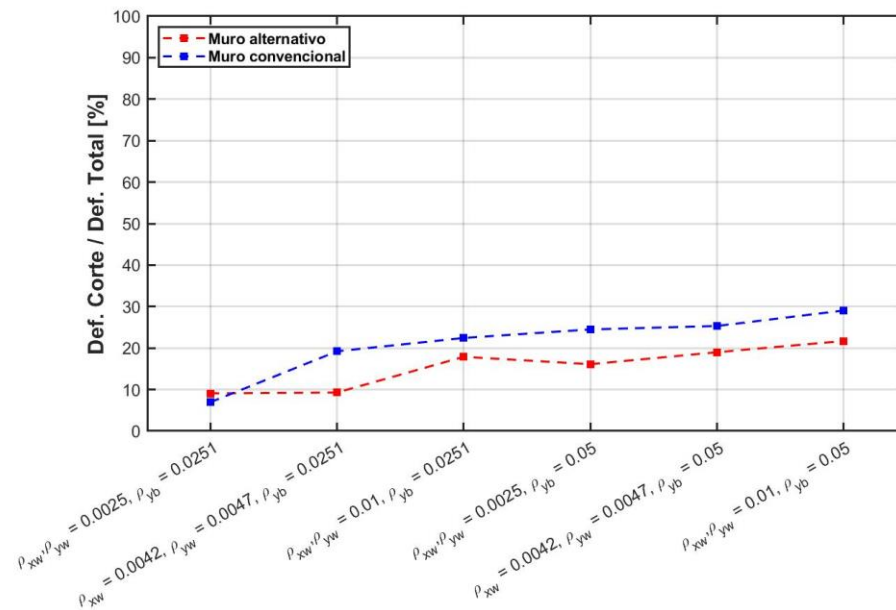


Figura 6.27 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($f_c A_g$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección este (máximos positivos).

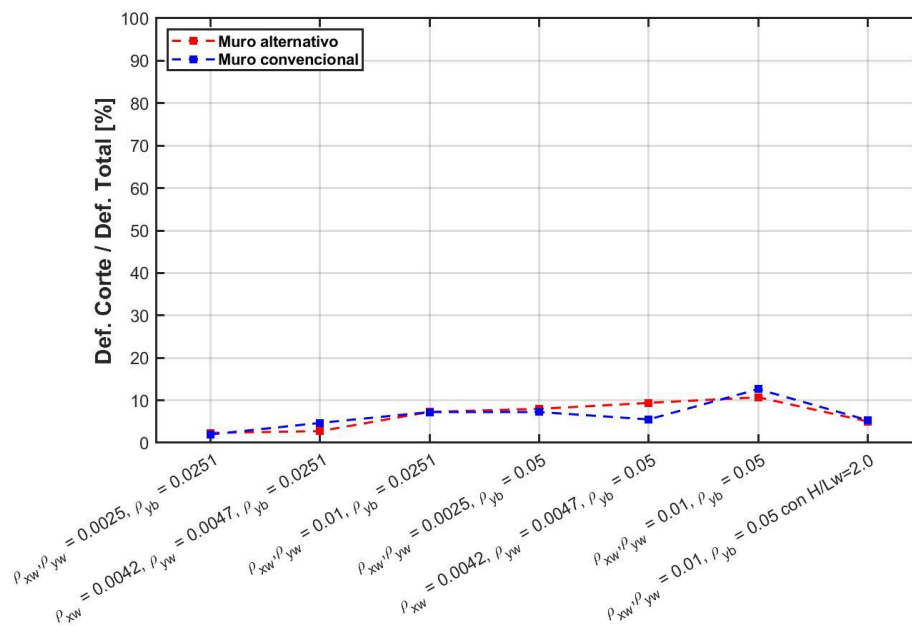


Figura 6.28 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f_c A_g$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5 (y 2.0), cuando la carga se aplica en la dirección este (máximos positivos).

6.3.2. Análisis de la exclusión del refuerzo de confinamiento en el borde

Para evaluar si el desempeño de este diseño alternativo es igualmente eficaz en un muro que no incluye estribos en su borde, lo que implica la ausencia de un hormigón confinado en esa zona, se procede a modelar los muros convencionales y alternativos que previamente fueron sometidos a ensayos experimentales. La principal distinción radica en la falta de armadura horizontal en los paneles relacionados con los bordes del muro (específicamente, los paneles 2-3 y 10-11, según se muestra en la Figura 6.4).

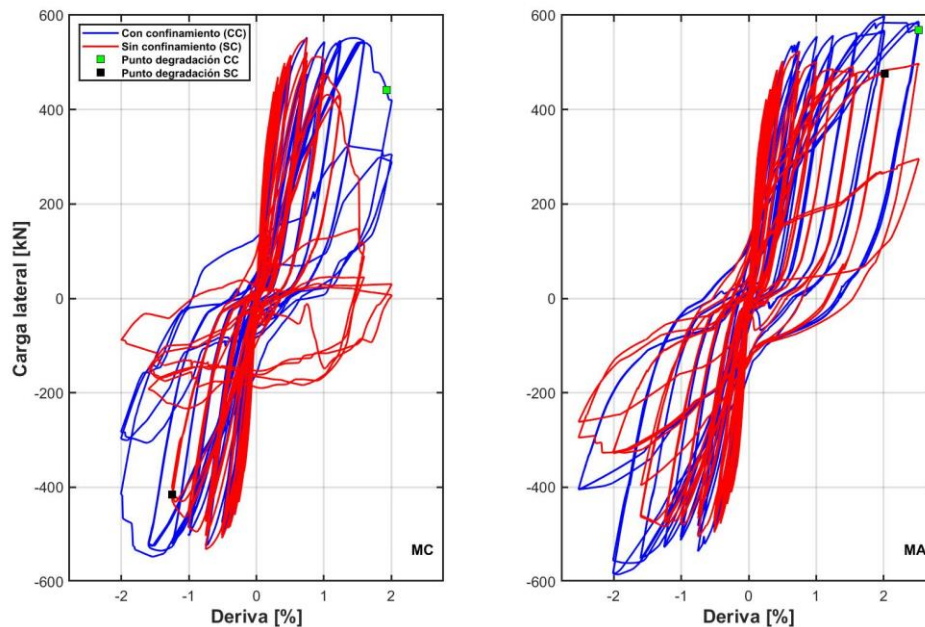


Figura 6.29 : Comparación entre muros convencional y alternativo respectivamente con sus pares sin presencia de confinamiento en el borde.

En la Figura 6.29 se presentan las comparaciones correspondientes a cada tipo de muro, entre usar y no un confinamiento en el borde. Además, se destacan los puntos de degradación, los cuales, como se había mencionado en secciones anteriores, representan el punto en el que se ha alcanzado una disminución del 20% con respecto a la máxima carga alcanzada. Estos se resumen en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6 Deriva de puntos de degradación del análisis de combinaciones con y sin confinamiento en el borde, junto a la carga máxima alcanzada.

Combinación	Deriva [%]	Carga máxima [kN]
Muro convencional con confinamiento	1.93	552
Muro convencional sin confinamiento	1.25	549
Muro alternativo con confinamiento	2.52	598
Muro alternativo sin confinamiento	2.01	524

De aquí es apreciable que, al no utilizar elementos de borde confinados, la deriva que se alcanza hasta antes del fallo disminuye un 35% en el muro convencional y un 20% en el muro alternativo. En la Figura 6.30 se presentan en una misma gráfica las curvas histeréticas sin confinamiento y su respectiva comparación con lo que se obtiene con un diseño que si considere armadura horizontal en los extremos. En aquella imagen se hace gráfico lo observado, en la Tabla 6.6, en donde se mantiene la tendencia de que con un diseño alternativo se consigue una respuesta más dúctil.

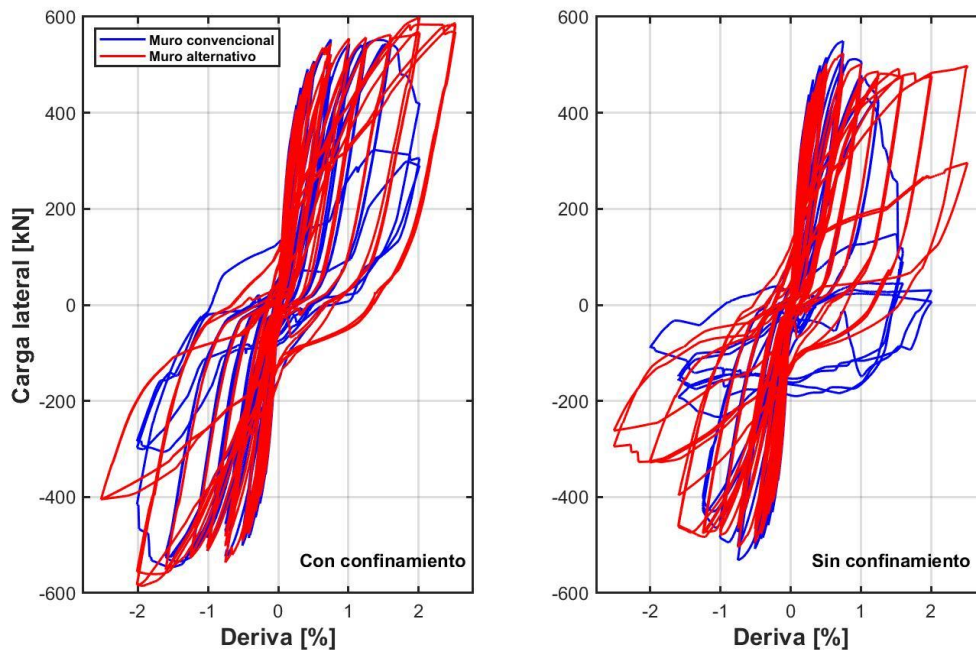


Figura 6.30 : Comparación entre muros con y sin presencia de confinamiento respectivamente.

En la Figura 6.31, se lleva a cabo una comparación entre el impacto de emplear únicamente el confinamiento en el borde y el uso exclusivo de armadura diagonal. Los puntos de degradación se sitúan en un 1.93% y un 2.01% de deriva, respectivamente. Esto implica un aumento del 4% en la respuesta dúctil del muro al optar por solo una distribución de estribos en la diagonal en lugar de un muro convencional con confinamiento en el borde. Esta observación sugiere que, para que este diseño alternativo sea más efectivo, sería necesario aplicar confinamiento en los elementos del borde.

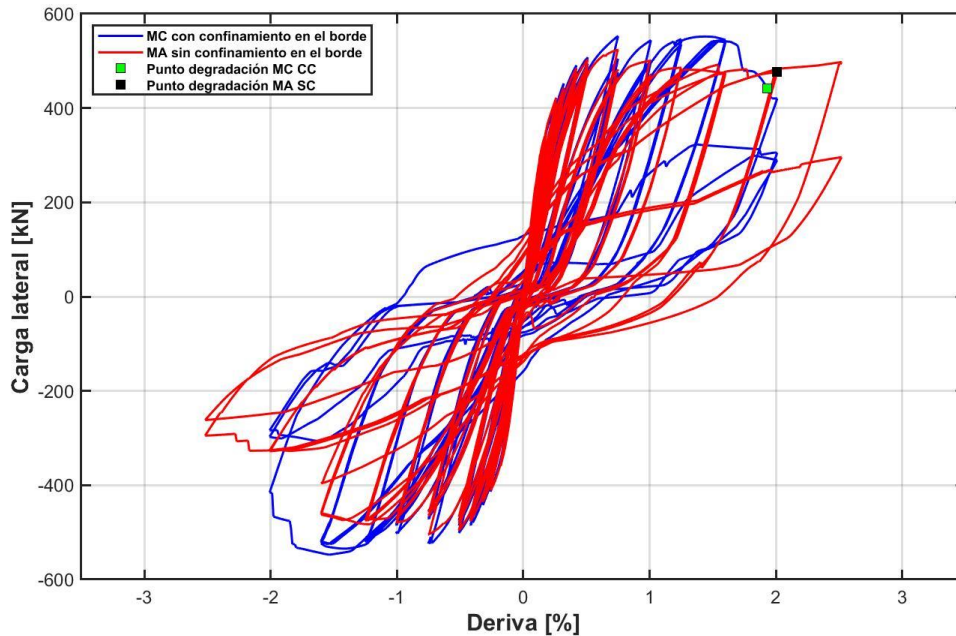


Figura 6.31 : Comparación entre muro convencional con confinamiento en el borde y muro alternativo sin confinamiento en el borde.

Capítulo 7

Conclusiones

La experiencia del terremoto de 2010 en Maule puso de manifiesto la vulnerabilidad de los muros con una baja relación de aspecto, especialmente en situaciones de corte. En un entorno sísmico, es esencial que las estructuras sean capaces de disipar energía de manera confiable para prevenir fallos frágiles y garantizar tanto la integridad de los edificios como la seguridad de las personas que los ocupan. En el caso de los muros cortos, su respuesta está dominada por fuerzas de corte, lo que puede llevar a una respuesta no deseada. Por esta razón, se busca mejorar este comportamiento acercándolo a una falla por flexión con el fin de lograr una respuesta más dúctil. Se proponen dos diseños, el convencional y el alternativo, para abordar los desafíos relacionados con la mejora de la respuesta de los muros cortos. Estos diseños se evalúan primero a través de ensayos de laboratorio y, simultáneamente, mediante un análisis paramétrico computacional utilizando el modelo E-SFI.

Se han construido dos muros: uno conforme a un diseño convencional, que incorpora una armadura de distribución en el alma y los elementos de borde habituales, y otro basado en un diseño alternativo que mantiene la misma geometría y cantidad de refuerzo en el alma y el borde en comparación con el diseño original. La diferencia radica en la incorporación estratégica de estribos en ambas diagonales del muro, formando puntales que abarcan aproximadamente el 25% de la longitud de la diagonal.

- Se aprecia que los comportamientos de los dos tipos de muros difirieron a medida que el daño avanzaba. En el caso del muro convencional, se manifestó una falla frágil caracterizada por la rotura por aplastamiento del hormigón en las esquinas inferiores del muro, seguido de su propagación a través del puntal de compresión hacia el centro de este. La falla ocurre al completar el primer ciclo del 2% de deriva, teniéndose una pérdida de resistencia en el siguiente ciclo de un 24% en la dirección negativa y un 26% en la dirección positiva.

- En el muro alternativo, se alcanza una resistencia máxima de 594 kN, un 4% superior a la alcanzada en el muro convencional (572 kN). La falla ocurre después de haber completado satisfactoriamente dos ciclos de la deriva de 2.5%, dándose una caída de resistencia de un 28% en la dirección negativa y un 44% en la dirección positiva cuando se va al tercer ciclo. Se evidenció una respuesta menos frágil, lo que se manifestó en un aumento de la demanda experimentada por los elementos de borde, desencadenando la fractura de las barras longitudinales producto de la fatiga. Este cambio indica una transición en el tipo de fallo, pasando de una falla dominada por el corte, como la compresión diagonal, a una de naturaleza más flexural. La utilización de los estribos en la diagonal se traduce por ende en una mejora de un 25% en la ductilidad con respecto al muro convencional.

- A partir de la modelación de muros con exactamente los mismos parámetros de los muros ensayados experimentalmente, fue posible comprobar que mediante la utilización del modelo computacional E-SFI (*efficient shear-flexure interaction*), fue posible comprobar que la gráfica y la

data obtenida a partir de esto representa de buena manera lo que se vería experimentalmente. Debido a esto se conduce un estudio de análisis paramétrico que sea capaz de estudiar el comportamiento de especímenes en los que se varíe los principales parámetros que afectan la respuesta de muros cortos.

- En aquellos casos en los que se sube el nivel de carga axial al que se ven sometidos los muros, las deformaciones unitarias del hormigón crecerán y por ende el modelo resulta ser más frágil, provocando inestabilidad y problemas de convergencia en la respuesta, obteniéndose por ende curvas histeréticas que tienden a un comportamiento más errático y quizás menos representativo de lo que se obtendría experimentalmente. Por lo mismo, los resultados presentados para aquellos casos se omiten de los análisis finales.

- En el caso base, con un factor de carga axial de 0.1 y una razón de aspecto de 1.1, cuando se tiene una cuantía de 5% en el borde y menos de 0.5% en el alma, se obtiene un aumento cercano al 30% de la ductilidad cuando se utiliza el diseño alternativo en comparación al convencional. Para las siguientes combinaciones, en las que se proporciona una cuantía del 5% en el borde y/o 1% en el alma, se obtiene una mejora en la ductilidad de mínimo un 70%, alcanzando incluso el 100% en el caso en el que se tiene las máximas distribuciones de armadura. Esto muestra que la colocación de estribos cerrados, trabas y armadura horizontal, de tal forma de cubrir ambas diagonales del muro, resulta ser altamente efectiva, debido a la falla de compresión diagonal que tienden a darse en el muro convencional.

- En combinaciones donde se observa un aumento en la relación de aspecto, los resultados coinciden con lo esperado teóricamente, manifestando una respuesta más dúctil. Sin embargo, este incremento no siempre está directamente asociado al uso del diseño alternativo. En aquellas combinaciones que no poseen cuantías del 5% en el borde y/o tienen una cuantía en el alma menor a un 1%, se observa que el aumento de ductilidad resulta ser menor a un 37%, teniéndose incluso que para el caso en que se tiene una cuantía de 0.25% y 2.5% en el alma y borde respectivamente, el comportamiento del muro alternativo no refleja ninguna mejora en comparación al símil convencional. Luego, en aquellos casos en los que se asegura una cuantía igual a 1% y 5% en el alma y borde respetivamente, la mejora en la respuesta se encuentra entre un 56-59%, lo que demuestra una buena efectividad del uso de los estribos en la diagonal, debiéndose a que esta disposición diagonal de armadura actúa directamente sobre las grietas producidas por la falla de tracción diagonal que se esperaría en estos casos.

- En aquellos casos en los que se mantiene la carga axial igual a 0.1 y la razón de aspecto igual a 1.1, se observa que la contribución del corte a la deformación total disminuye con la utilización de los estribos en las diagonales, lo que resulta en un aumento de la contribución de las deformaciones de flexión. Los especímenes modelados a partir de los parámetros de los modelos experimentales caen en este grupo de combinaciones y reflejan, por ende, lo obtenido a partir de los ensayos, donde se observa un cambio en el modo de falla, pasando de uno más frágil asociado a grandes demandas de corte a otro más flexural, en el que se da la fractura de las barras longitudinales. Los estribos actúan directamente en el cierre de las grietas, lo que genera que el daño se distribuya en altura y sea menos concentrado, resultando en una respuesta más dúctil.

7.1. Recomendaciones

Tras las observaciones, se deduce que la implementación del diseño alternativo resultará más beneficiosa en configuraciones con una razón de aspecto inferior a 1.5 y un factor de carga axial ($P/f'c A_g$) igual a 0.1. En muros con una razón de aspecto de 1.5, aunque las mejoras en la ductilidad son menores, se mantiene la misma premisa de la necesidad de contar con elementos de borde robustos. Para muros con dimensiones y propiedades de hormigón parecidas a las vistas en este trabajo, es recomendable utilizar cuantías cercanas al 1 y 5% en el alma y/o borde respectivamente, para así maximizar el efecto de los estribos y contrarrestar las deformaciones de corte generadas.

Para muros más esbeltos, a pesar de que se proporcione una gran cantidad de armadura en el borde y/o alma, la efectividad de la utilización del diseño alternativo disminuye, tal cómo se vio con el caso de una razón de aspecto igual a 2, en el que se obtuvo una menor mejora en la ductilidad con respecto a sus pares con menor relación de aspecto.

La aplicación del diseño alternativo sin confinar los bordes resultaría en una mejora de la ductilidad del 61% en comparación con un muro convencional que tampoco está confinado en el borde. Aunque este valor es significativo, la deriva alcanzada antes del fallo es un 20% menor que el caso en el que si se tiene el borde confinado. Existe una diferencia del 4% entre las máximas derivas alcanzadas antes del fallo en el caso en el que solo se confina el borde y cuando solo se colocan estribos en las diagonales. Sin embargo, para lograr que la estructura exhiba un comportamiento más dúctil y, al mismo tiempo, se beneficie del diseño alternativo, es crucial contar con un alto nivel de confinamiento en ambos bordes y así sacar el máximo provecho de la colocación de armadura en ambas diagonales.

Capítulo 8

Bibliografía

- [1] A. Arafa, “Review of seismic response and strength requirements of reinforced concrete squat walls”, *ACI Structural Journal*, vol. 118, n° 4. American Concrete Institute, pp. 17–30, 1 de julio de 2021. doi: 10.14359/51732641.
- [2] L. M. Massone, “Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear-flexure interaction model”, *Eng Struct*, vol. 32, n° 4, pp. 922–932, abr. 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.12.018.
- [3] B. Li, Z. Pan, y W. Xiang, “Experimental evaluation of seismic performance of squat RC structural walls with limited ductility reinforcing details”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 19, n° 2, pp. 313–331, feb. 2015, doi: 10.1080/13632469.2014.962669.
- [4] T. Terzioglu, K. Orakcal, y L. M. Massone, “Cyclic lateral load behavior of squat reinforced concrete walls”, *Eng Struct*, vol. 160, pp. 147–160, abr. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.024.
- [5] P. A. Hidalgo, C. A. Ledezma, y R. M. Jordan, “Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls”, *Earthquake Spectra*, vol. 18, n° 2, pp. 287–308, 2002, doi: 10.1193/1.1490353.
- [6] T. Paulay, M. J. N. Priestley, y A. J. Syngé, “Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls”, *Journal Proceedings*, vol. 79, n° 4, pp. 257–269, 1982.
- [7] D. I. Shin, M. Haroon, S. H. Yoon, y J. Y. Lee, “Effect of deviation angle between principal stress and diagonal reinforcement direction on seismic performance of RC coupling beams”, *Eng Struct*, vol. 215, jul. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110618.
- [8] P. Chetchotisak, W. Chomchaipol, J. Teerawong, y S. Shaingchin, “Strut-and-tie model for predicting shear strength of squat shear walls under earthquake loads”, *Eng Struct*, vol. 256, abr. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114042.
- [9] A. Sánchez-Alejandre y S. M. Alcocer, “Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading trends and models”, *Eng Struct*, vol. 32, n° 8, pp. 2466–2476, ago. 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2010.04.022.
- [10] L. M. Massone, C. N. López, y K. Kolozvari, “Formulation of an efficient shear-flexure interaction model for planar reinforced concrete walls”, *Eng Struct*, vol. 243, sep. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112680.
- [11] F. Wei, H. Chen, y Y. Xie, “Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio”, *Journal of Building Engineering*, vol. 45, ene. 2022, doi: 10.1016/j.job.2021.103602.

- [12] T. P. Tassios, M. Moretti, y A. Bezas, "On the behavior and ductility of reinforced concrete coupling beams of shear walls", *Structural Journal*, vol. 93, n° 6, pp. 711–720, 1996.
- [13] D. Naish, A. Fry, R. Klemencic, y J. Wallace, "Reinforced Concrete Coupling Beams-Part I: Testing", *ACI Struct J*, vol. 110, n° 6, p. 1057, 2013.
- [14] L. Galano y A. Vignoli, "Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts", *Structural Journal*, vol. 97, n° 6, pp. 876–885, 2000.
- [15] C. S. Choi, "Improvement of Earthquake-Resistant Performance of Squat Shear Walls under Reversed Cyclic Loads", *Key Eng Mater*, vol. 324–325, pp. 535–538, nov. 2006, doi: 10.4028/www.scientific.net/kem.324-325.535.
- [16] F. R. Rojas, L. M. Massone, E. A. Inzunza, y J. E. Egger, "Experimental response of RC walls and slabs with ductile electro-welded reinforcing bars", (*enviado*).
- [17] J. S. Kuang y Y. B. Ho, "Seismic behavior and ductility of squat reinforced concrete shear walls with nonseismic detailing", *ACI Struct J*, vol. 105(2), p. 225, 2008.
- [18] S. A. Díaz Olivares, "Estudio experimental y modelamiento en elementos finitos de muros esbeltos de hormigón armado con discontinuidades tipo bandera", 2016.
- [19] C. A. Díaz Bustos, "Estudio experimental de muros rectangulares con losas acopladas de hormigón armado con distintas cuantías de acero utilizando instrumentación estándar (LVDT)", 2023.
- [20] L. M. Massone y J. W. Wallace, "Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls", *Structural Journal*, vol. 101, n° 1, pp. 103–113, 2004.
- [21] J. S. Pugh, L. N. Lowes, y D. E. Lehman, "Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls", *Eng Struct*, vol. 104, pp. 174–192, dic. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.08.037.
- [22] L. N. Lowes y J. Stokley, "Calibration and Validation of an OpenSees Model for Reinforced Concrete Walls Using NHERI SimCenter and DesignSafe Resources", *International Symposium of the International Federation for Structural Concrete*, pp. 667–676, 2023.
- [23] M. Saatcioglu y S. R. Razvi, "Strength and Ductility of Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, n° 6, pp. 1590–1607, jun. 1992, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590).
- [24] C. P. Picón, L. M. Massone, y C. N. López, "A shear–flexure interaction model for column elements with biaxial loading", *Eng Struct*, vol. 293, p. 116636, 2023.
- [25] C. P. Picón, "Extensión del modelo interacción flexión-corte a elementos con carga biaxial, modelo E-SFI-3D", 2022.

- [26] "Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design", 2017.
- [27] G. A. Chang y J. B. Mander, "Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity.", *NCEER Technical Report*, vol. 6, 1994.

ANEXO

Resultados complementarios de modelos

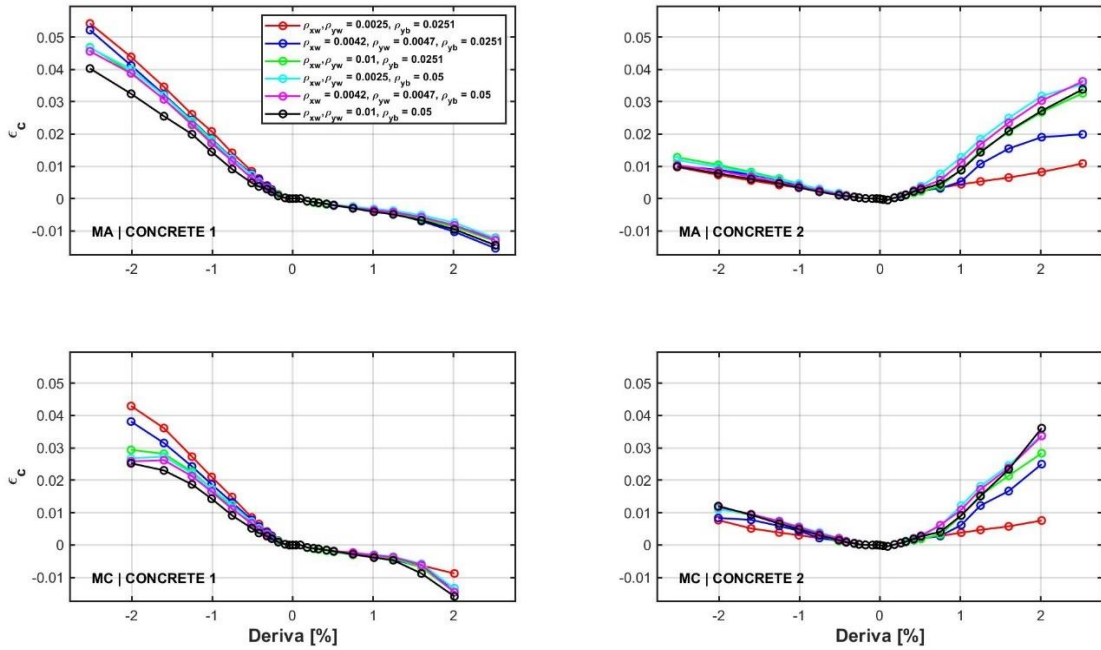


Figura 8.1 : Direcciones principales en panel de borde derecho , con carga axial ($P/f_c A_g = 0.1$) y razón de aspecto ($H/L_w = 1.1$) constantes.

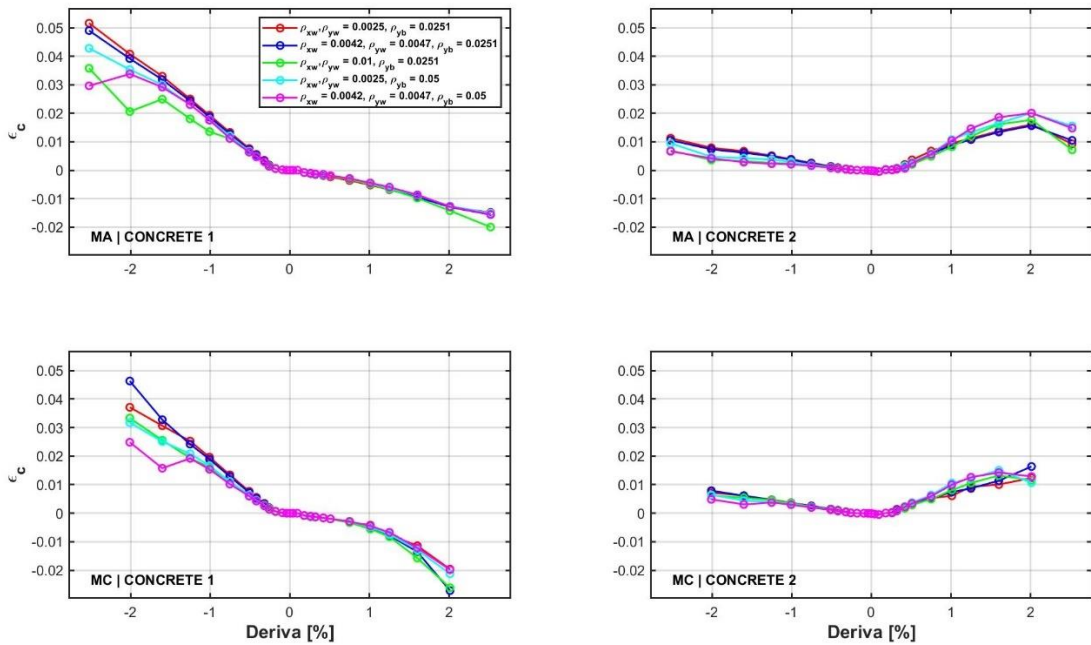


Figura 8.2 : Direcciones principales en panel de borde derecho , con carga axial ($P/f_c A_g = 0.15$) y razón de aspecto ($H/L_w = 1.1$) constantes.

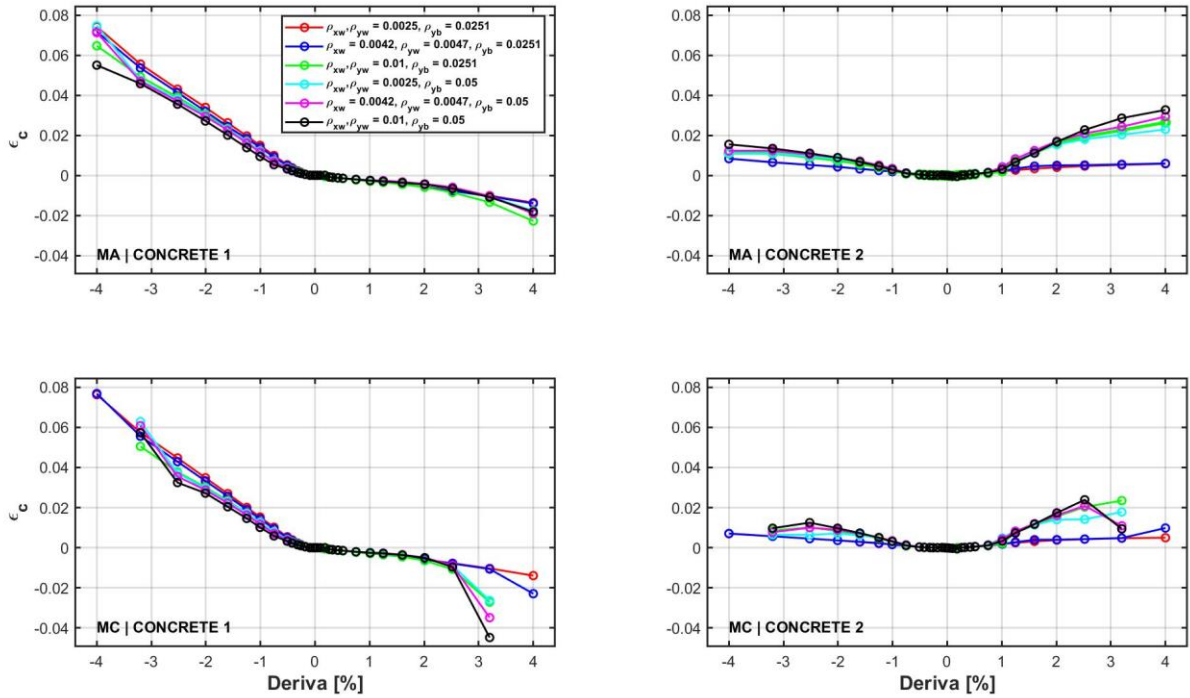


Figura 8.3 : Direcciones principales en panel de borde derecho , con carga axial ($P/f'c Ag = 0.1$) y razón de aspecto ($H/Lw = 1.5$) constantes.

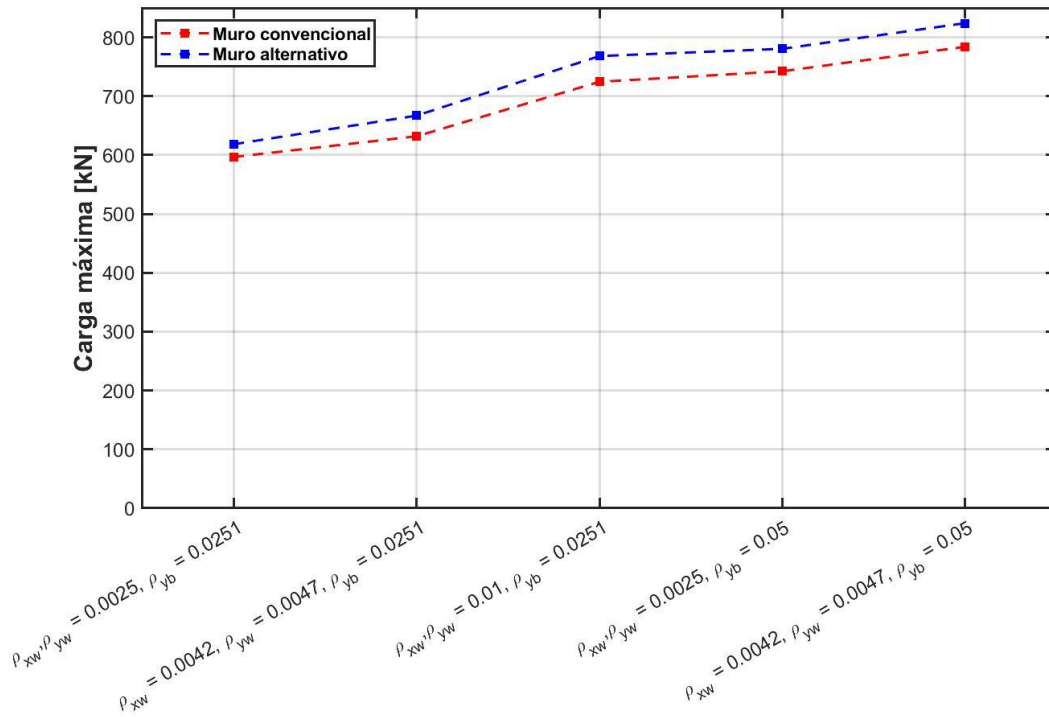


Figura 8.4 : Resumen de cargas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1.

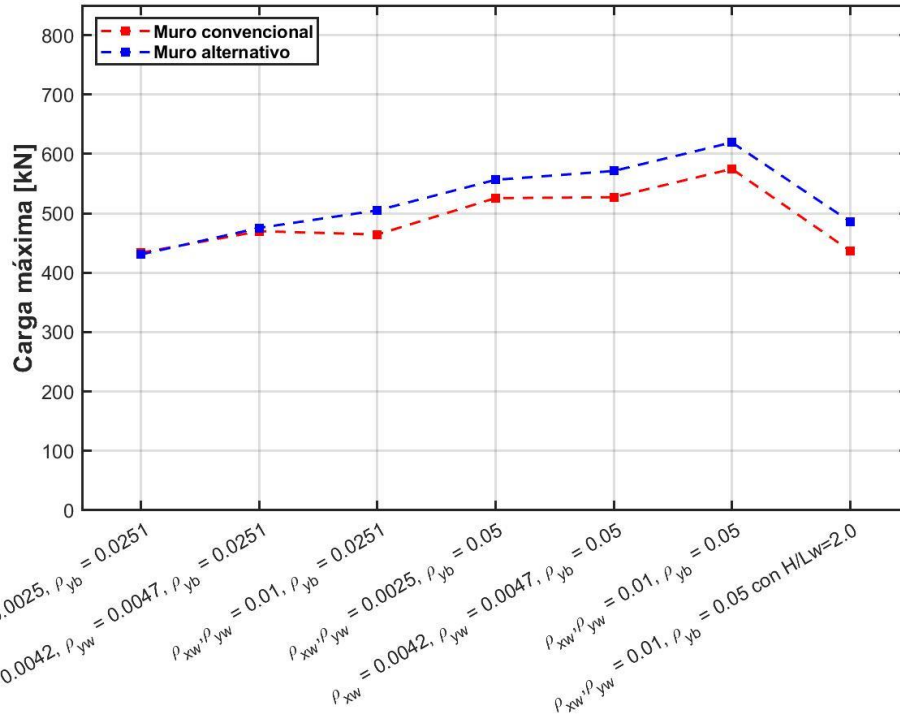


Figura 8.5 : Resumen de cargas máximas obtenidas en las combinaciones que presentan una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5.

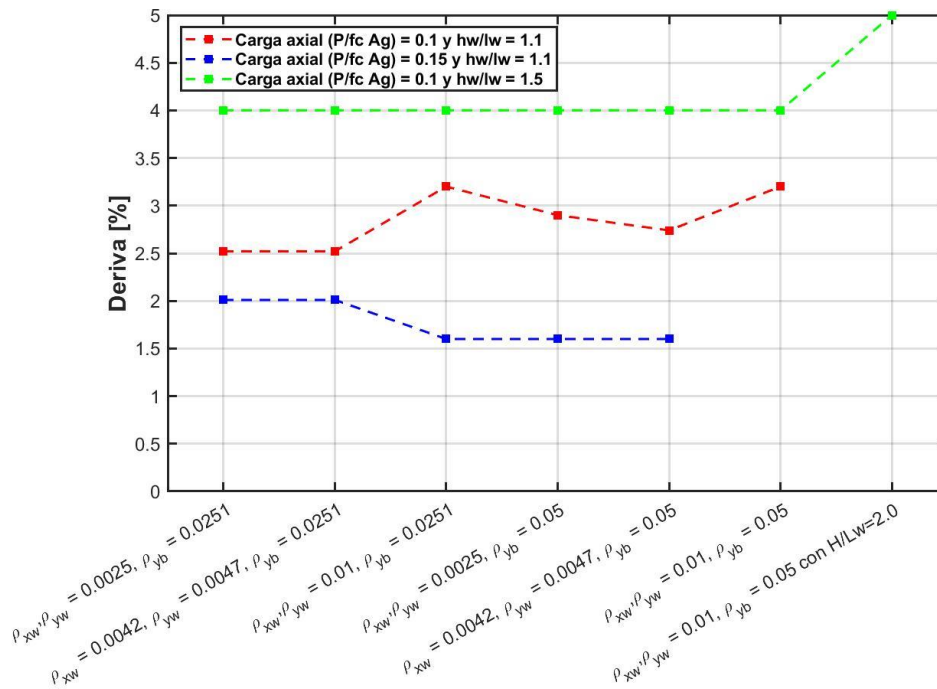


Figura 8.6 : Resumen de máximas derivas obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro alternativo.

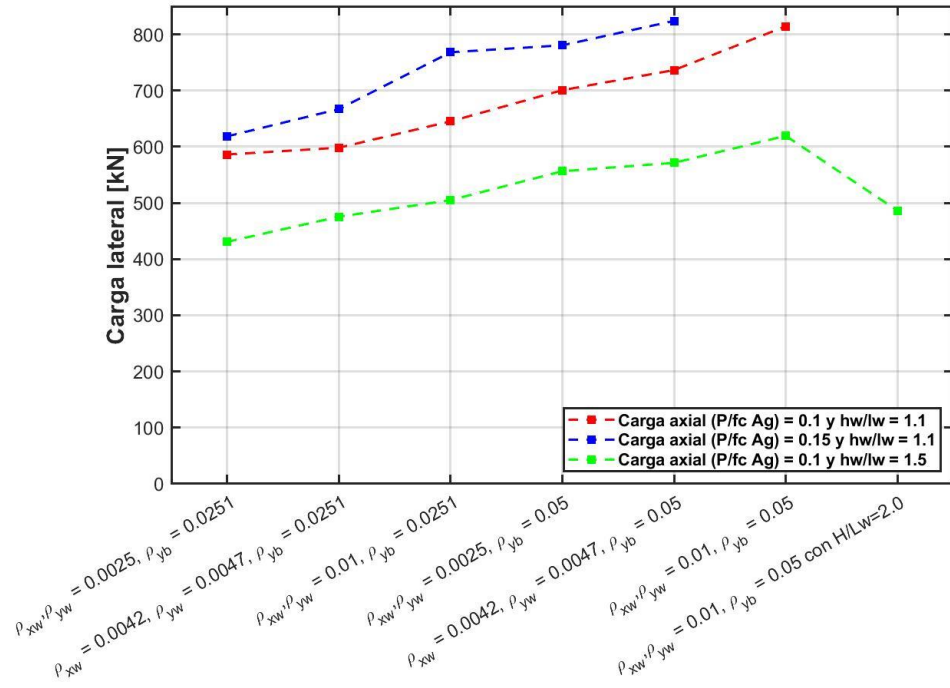


Figura 8.7 : Resumen de máximas cargas axiales obtenidas con cada una de las combinaciones estudiadas para el muro alternativo.

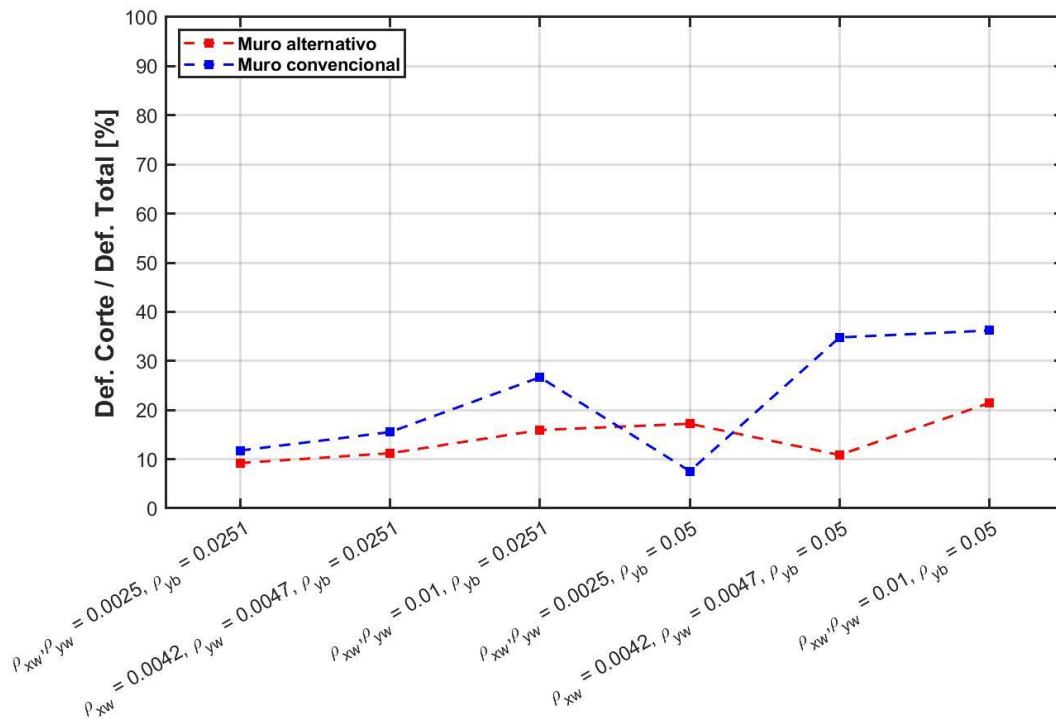


Figura 8.8 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos negativos).

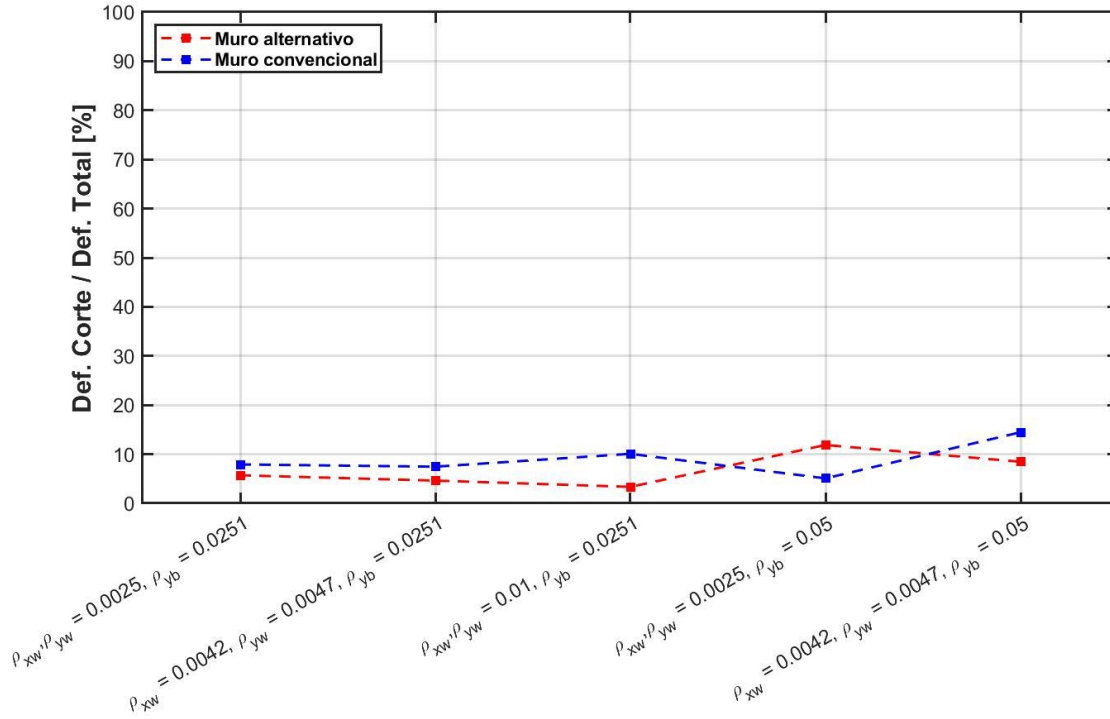


Figura 8.9: Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos positivos).

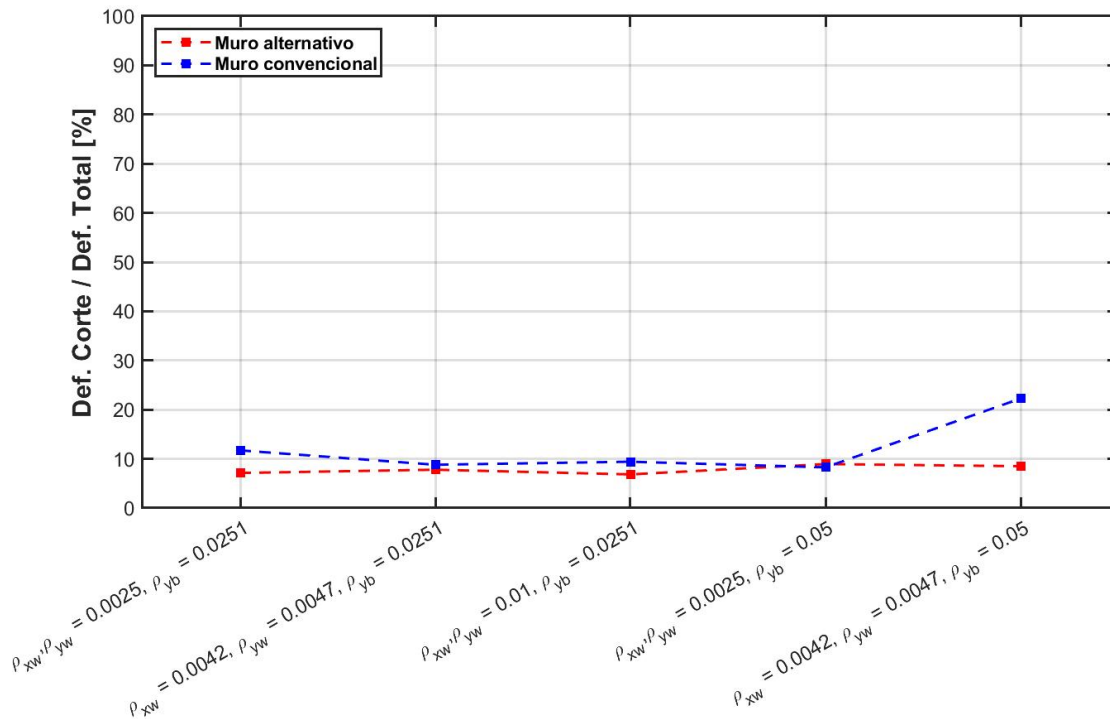


Figura 8.10: Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.15 y una razón de aspecto igual a 1.1, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos negativos).

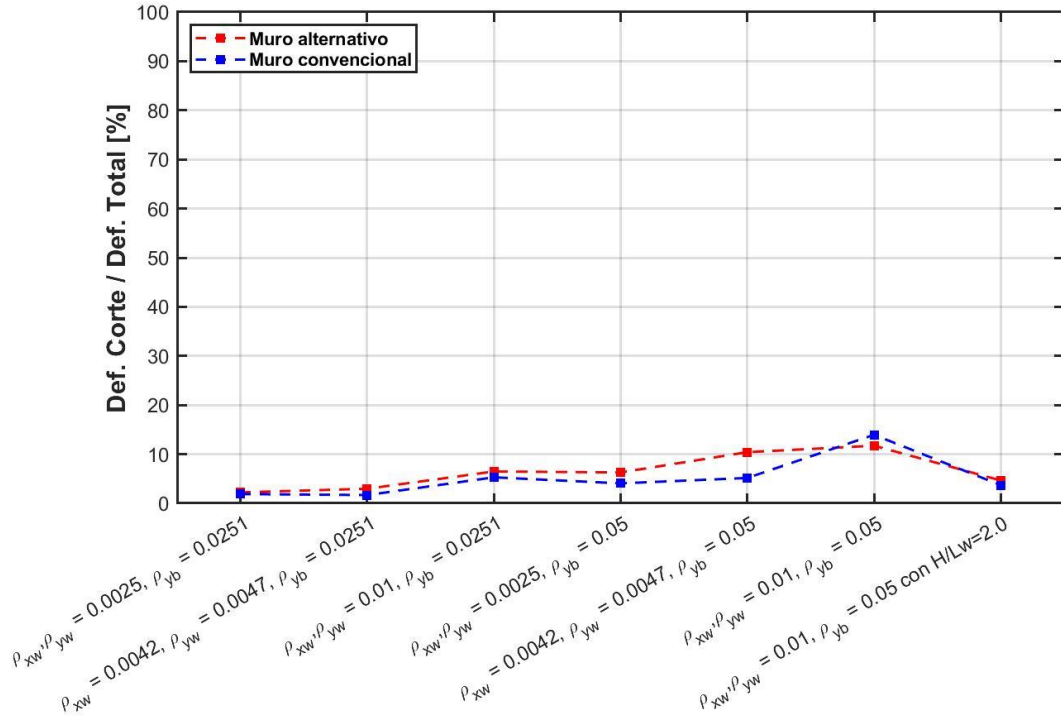


Figura 8.11 : Contribución de la deformación de corte a la deformación total en combinaciones de carga donde se aplica una carga axial ($P/f'c Ag$) igual a 0.1 y una razón de aspecto igual a 1.5, cuando la carga se aplica en la dirección oeste (máximos negativos).

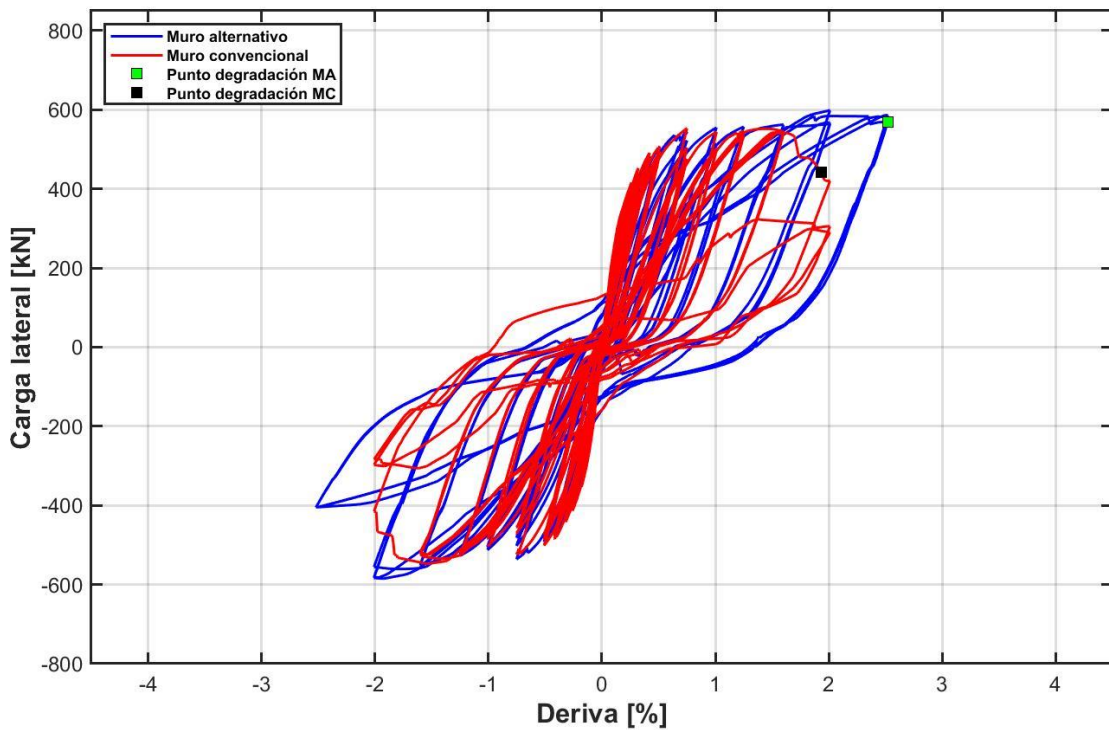


Figura 8.12 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 1.

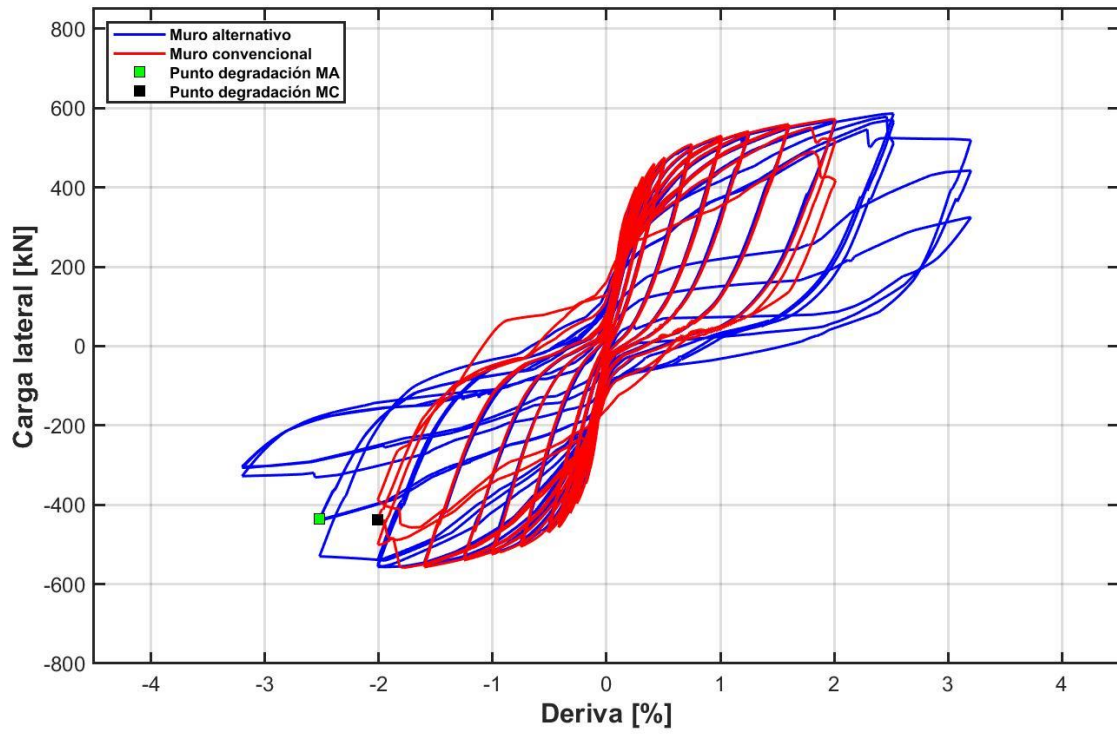


Figura 8.13 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 2.

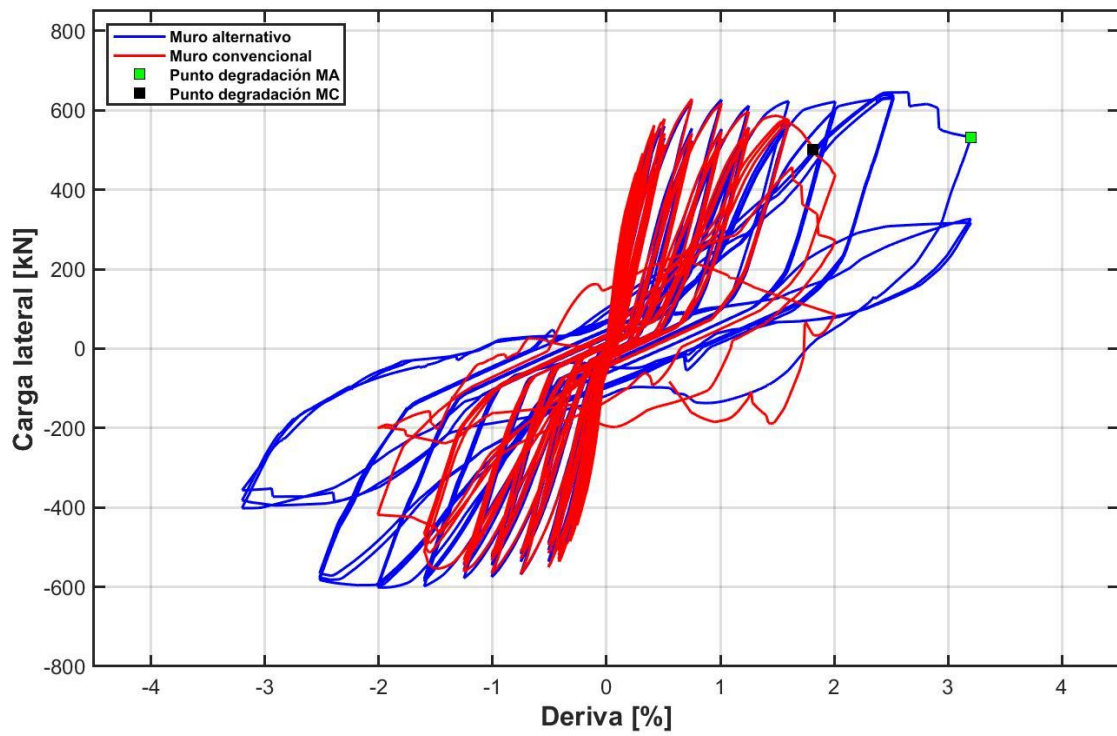


Figura 8.14 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 3.

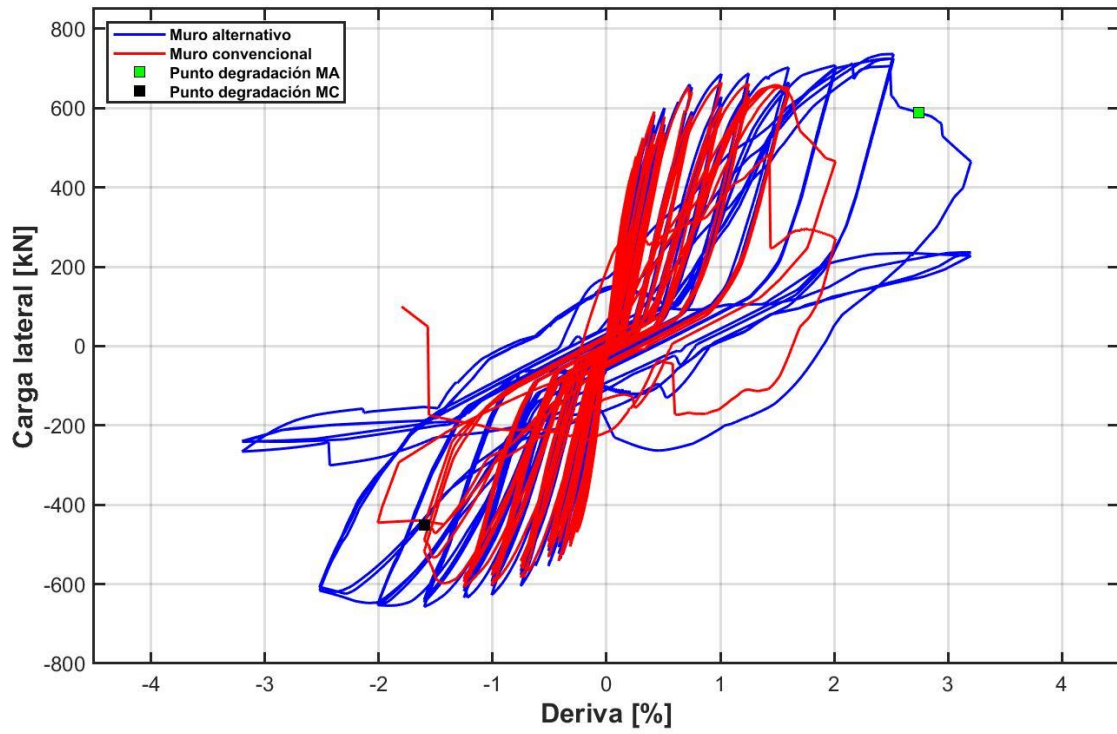


Figura 8.15 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 4.

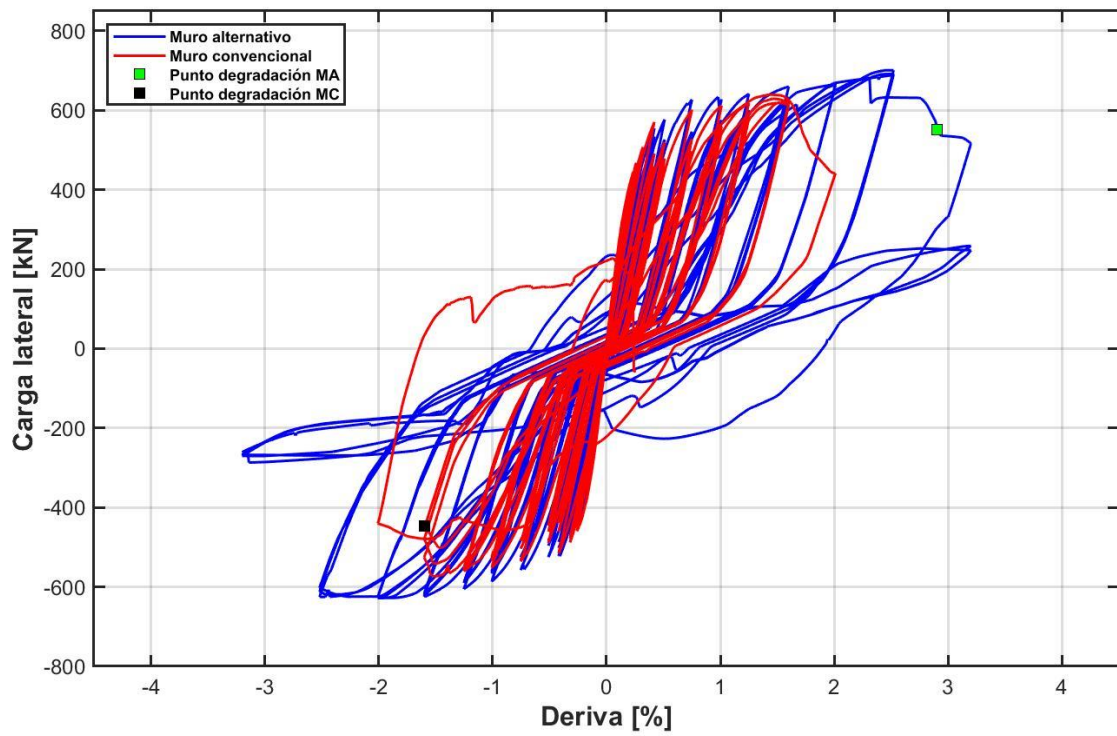


Figura 8.16 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 5.

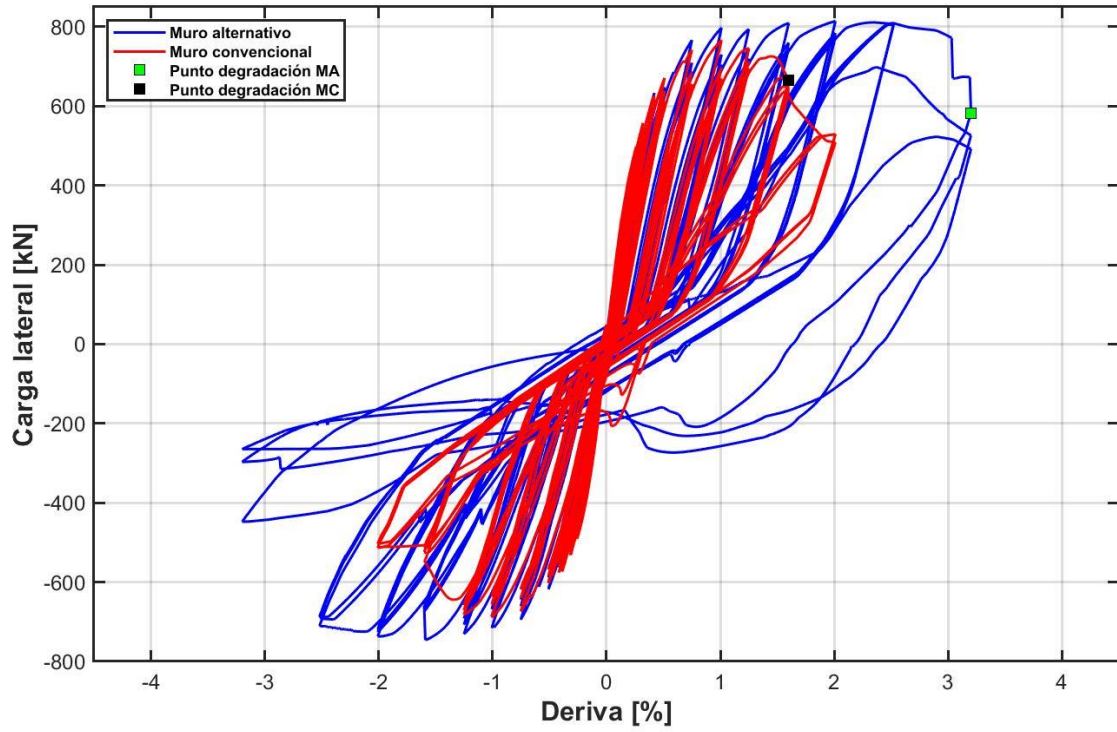


Figura 8.17 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 6.

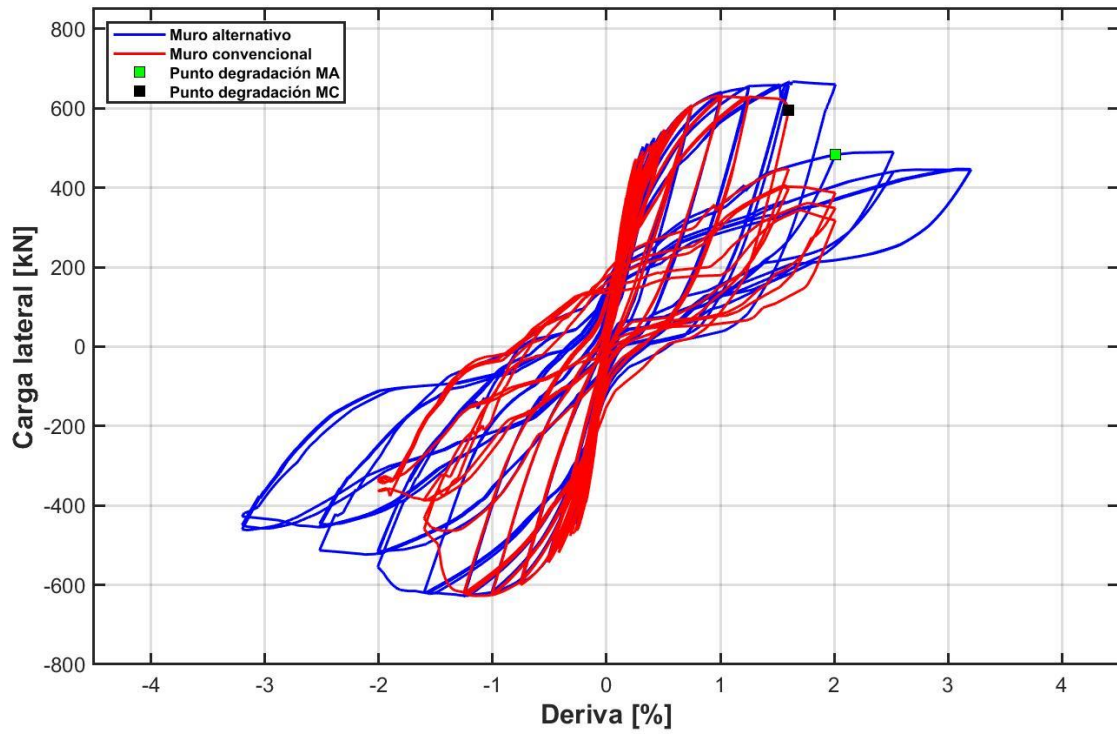


Figura 8.18 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 7.

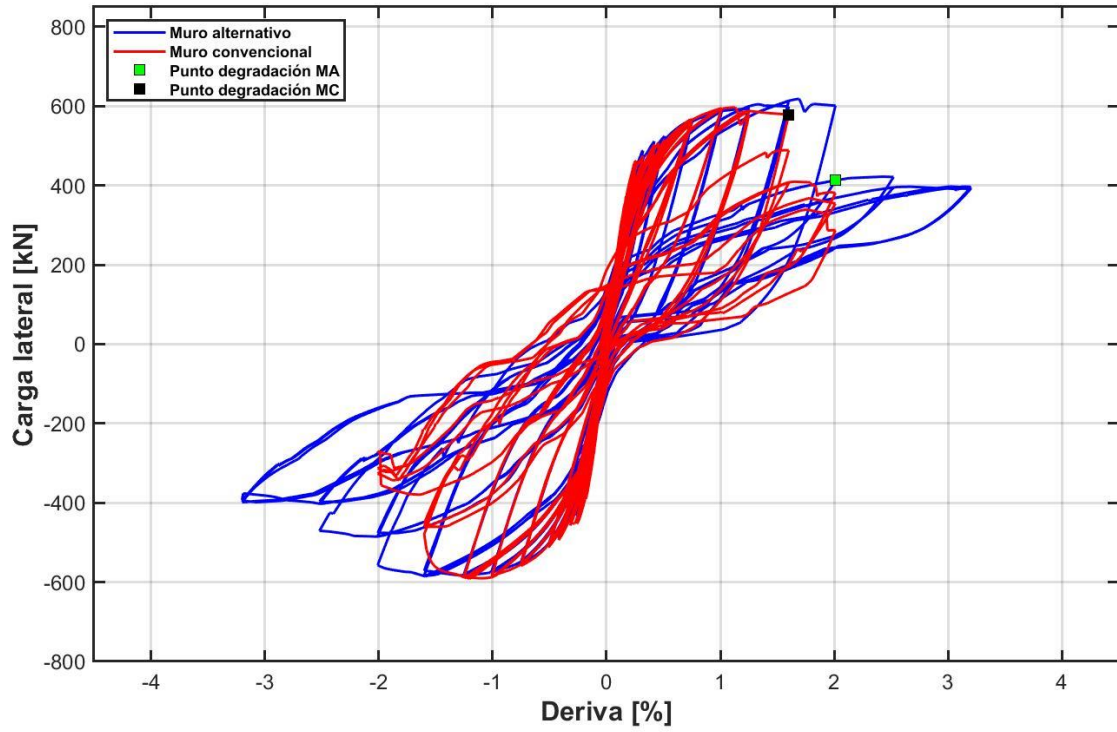


Figura 8.19 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 8.

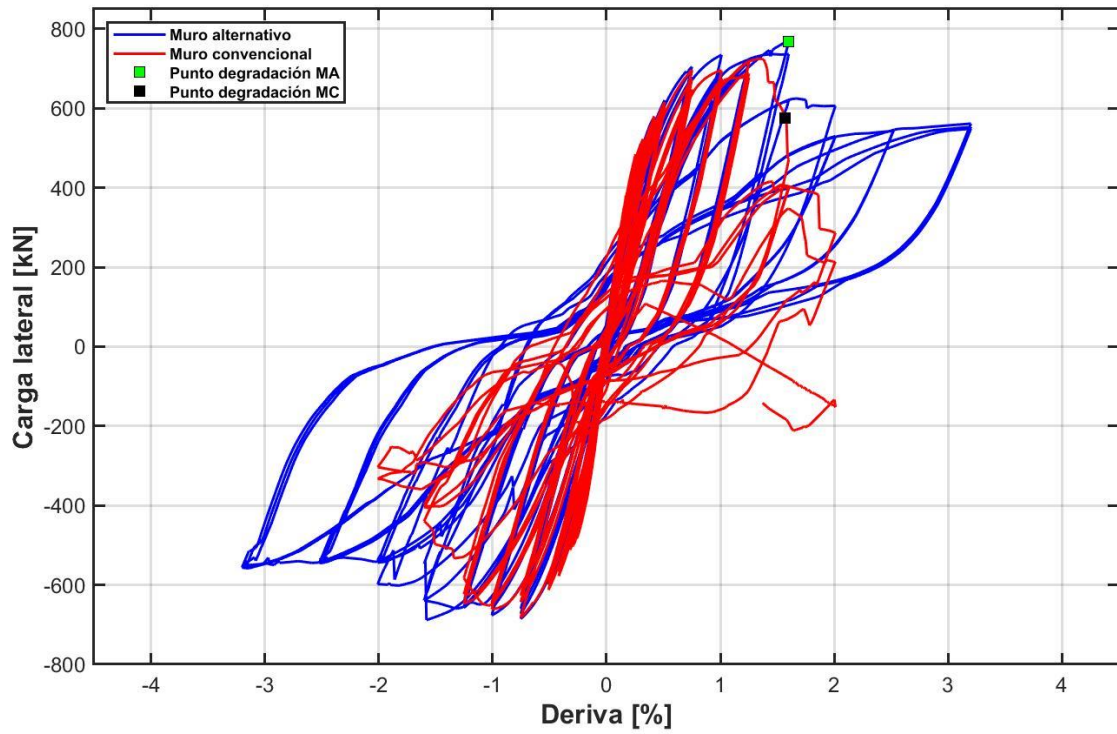


Figura 8.20 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 9.

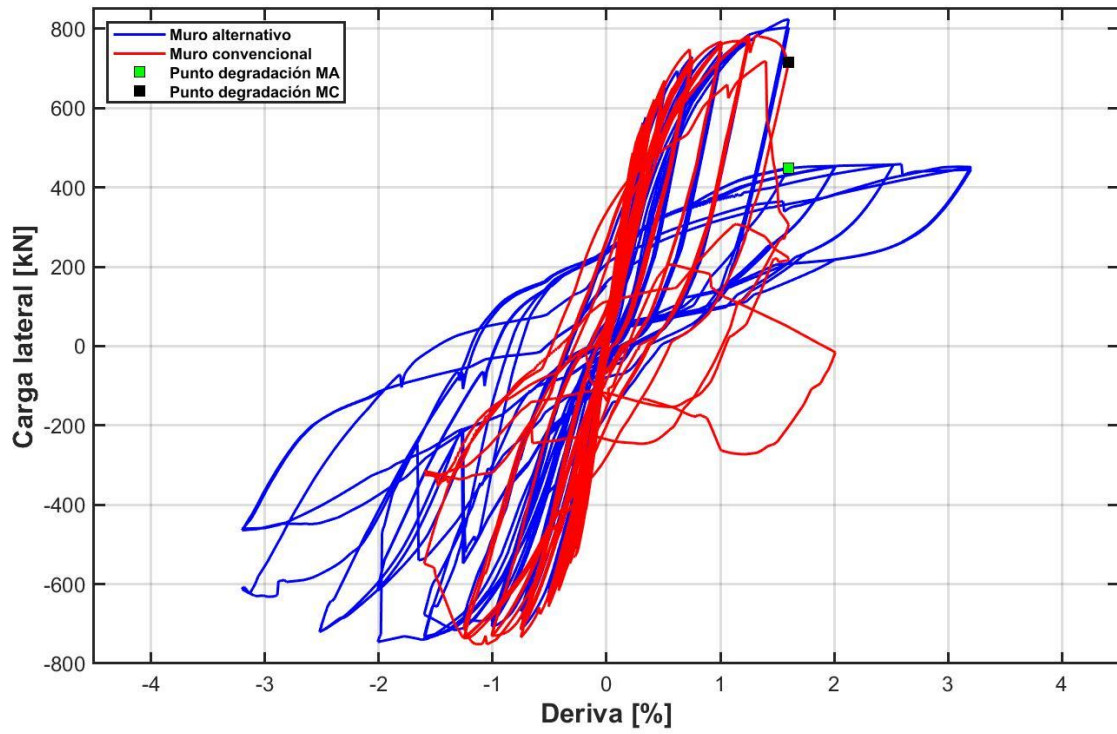


Figura 8.21 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 10.

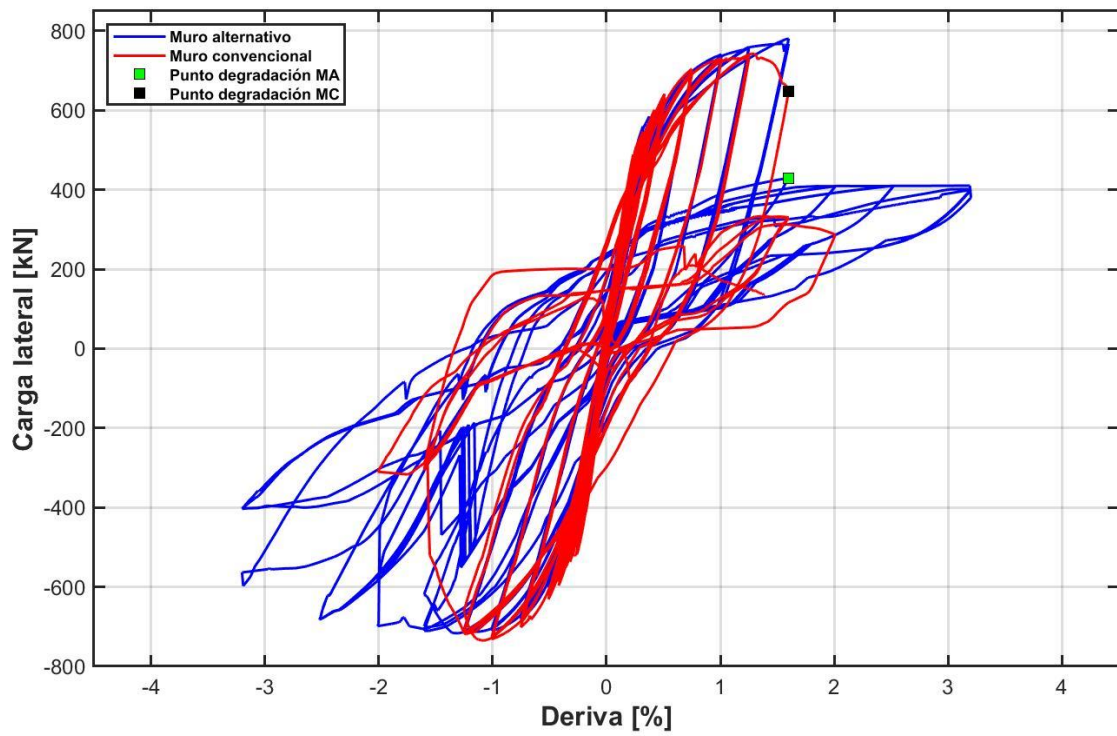


Figura 8.22 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 11.

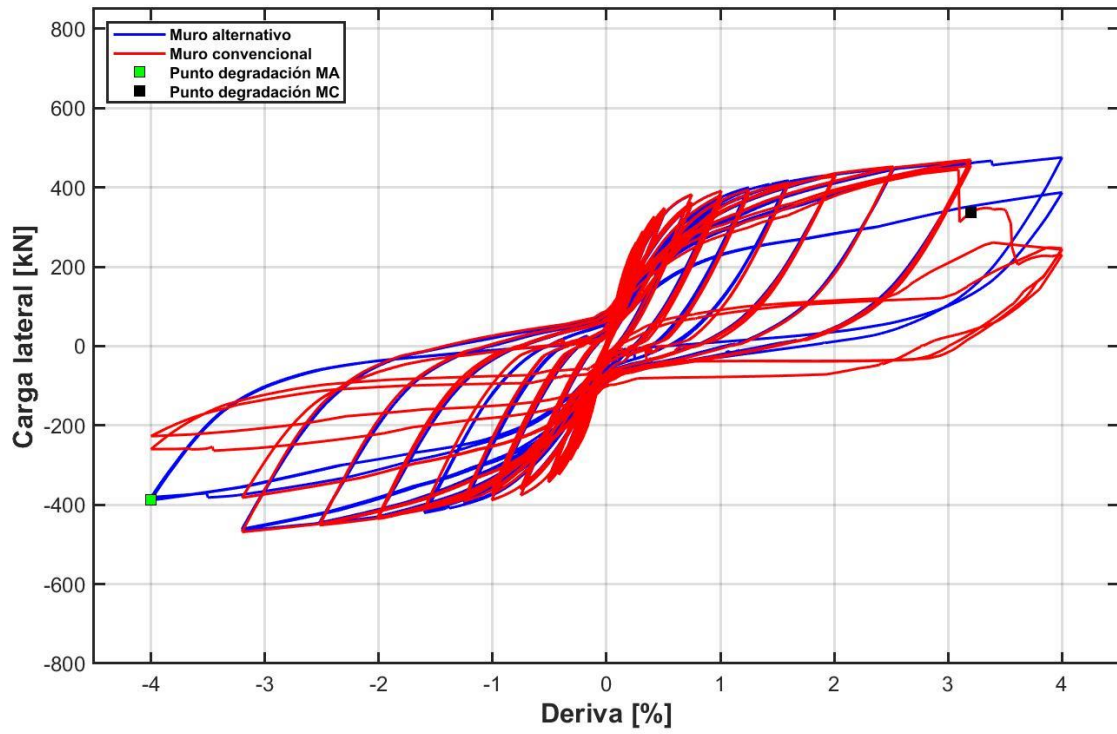


Figura 8.23 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 12.

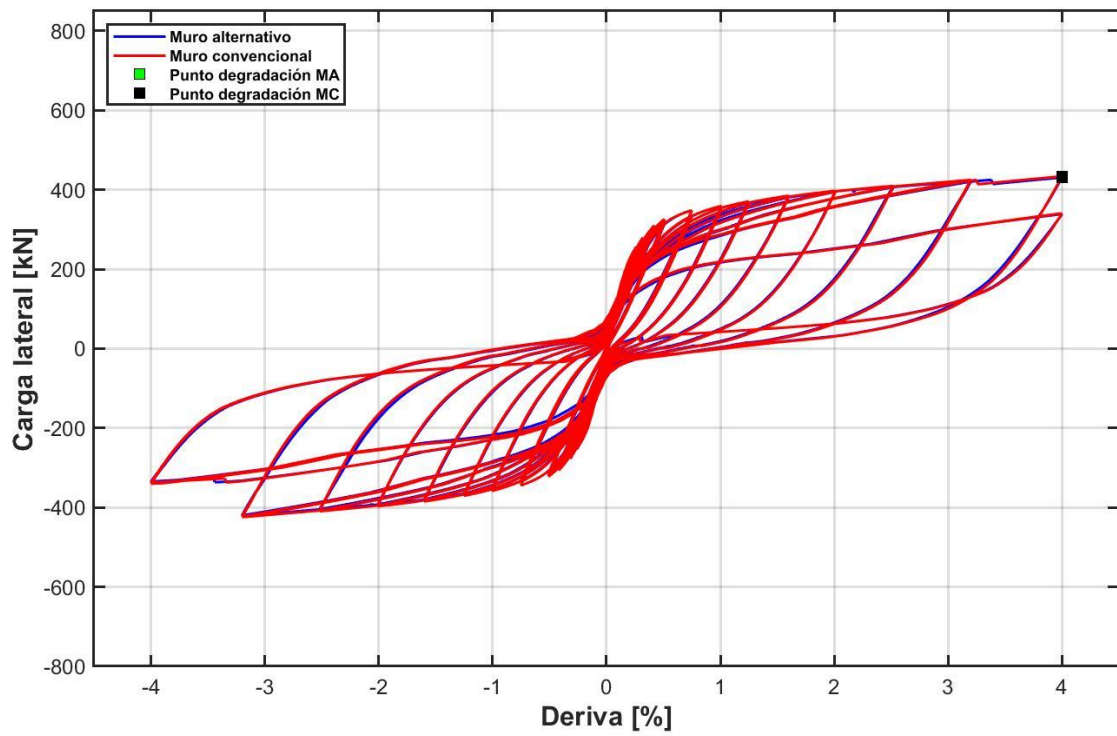


Figura 8.24 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 13.

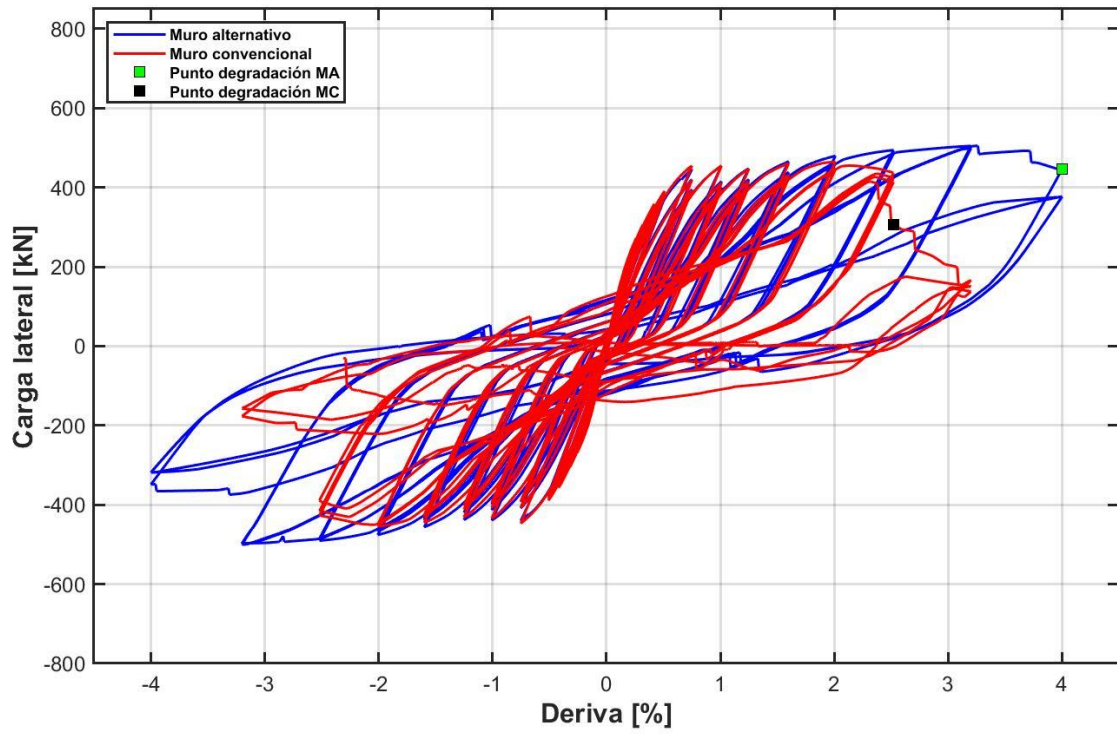


Figura 8.25 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 14.

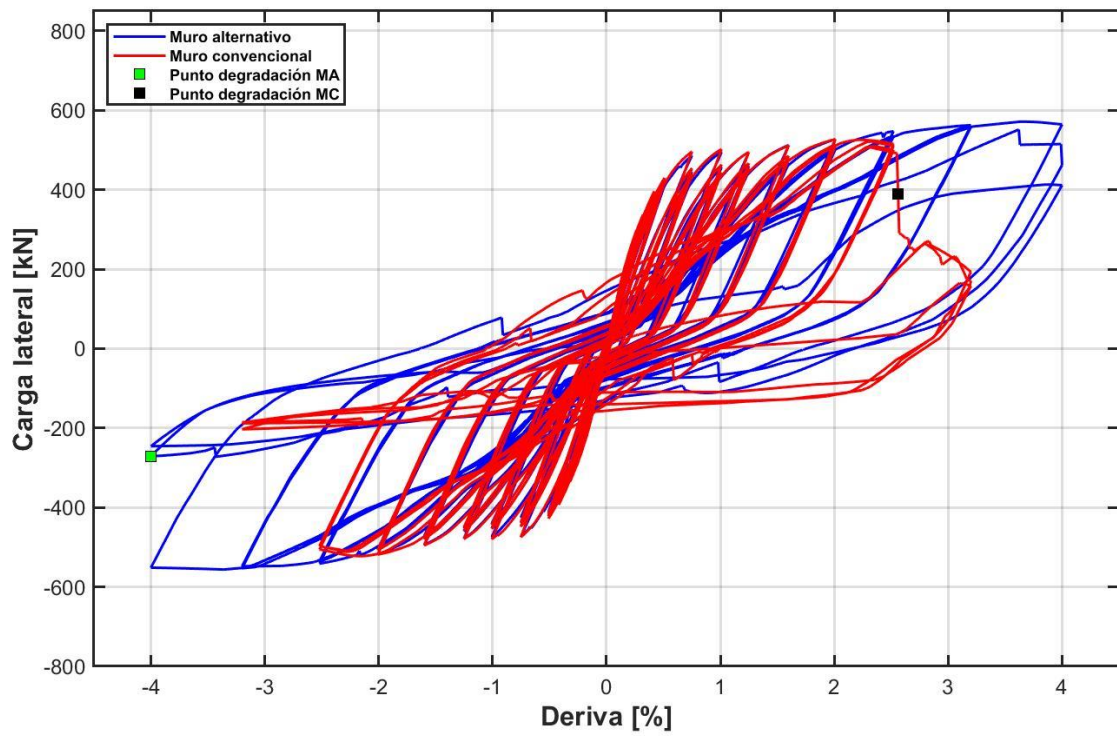


Figura 8.26 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 15.

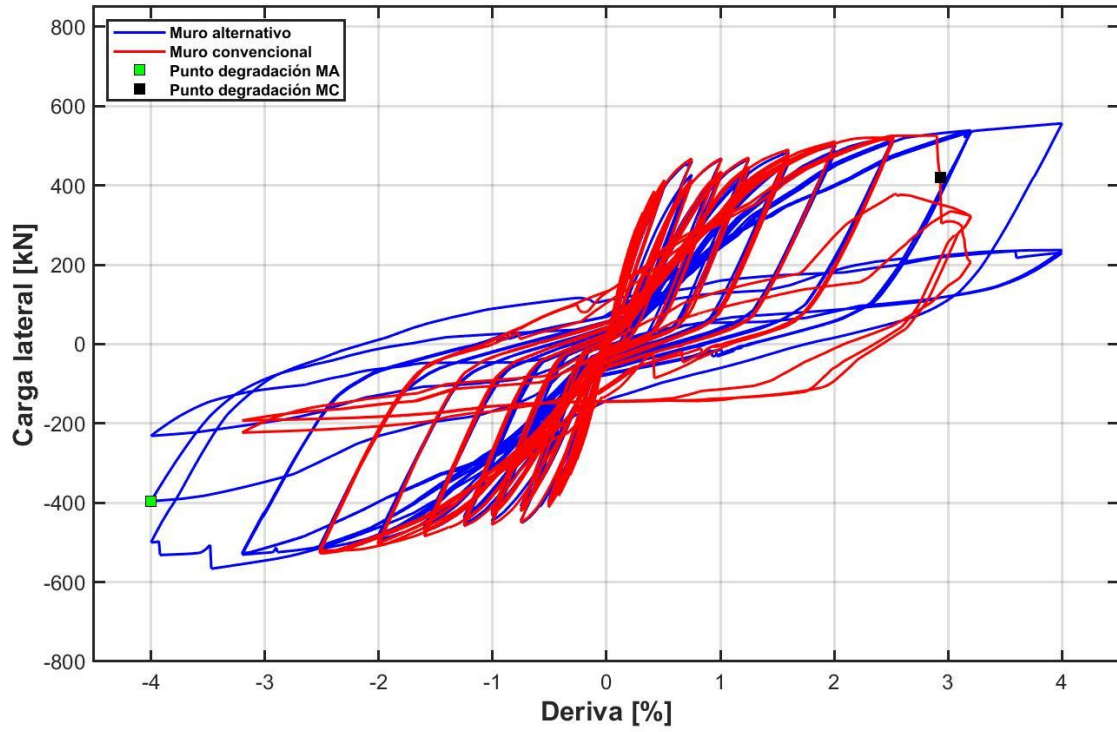


Figura 8.27 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 16.

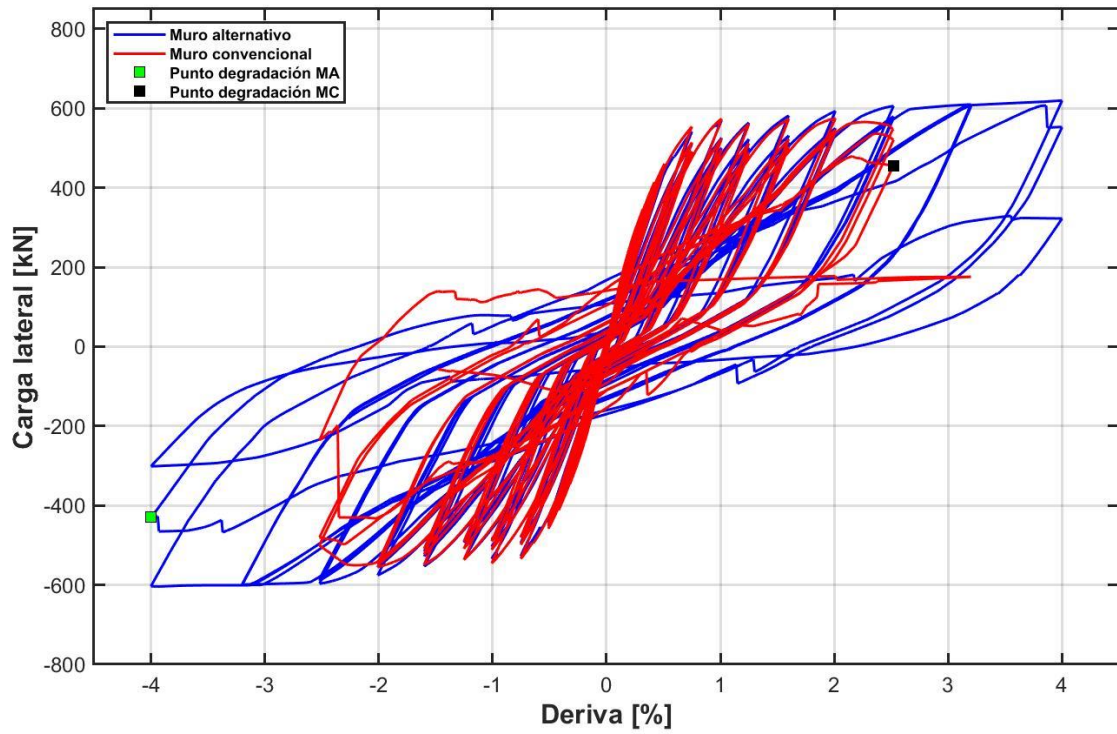


Figura 8.28 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 17.

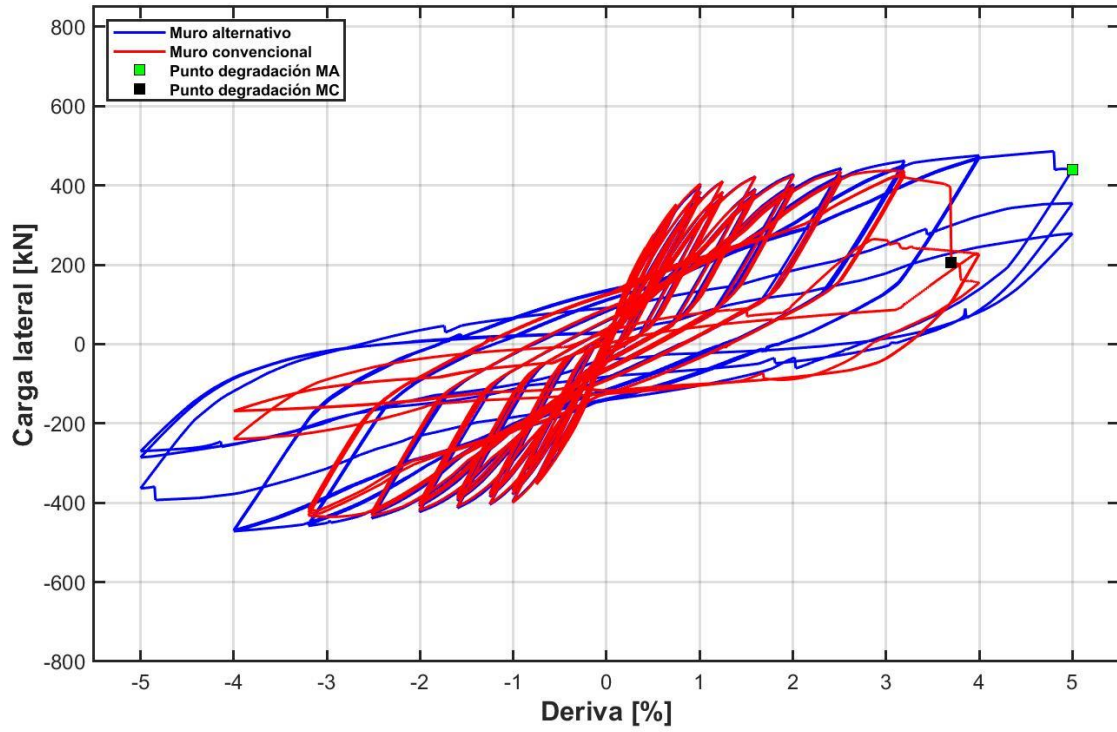


Figura 8.29 : Histéresis modelo E-SFI de combinación 18.

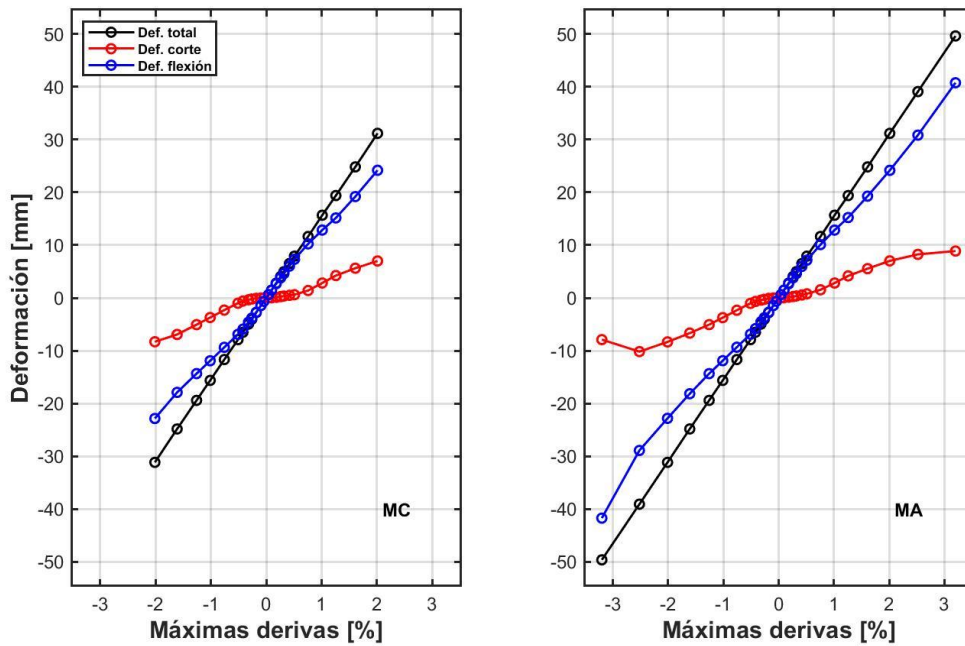


Figura 8.30 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 3 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

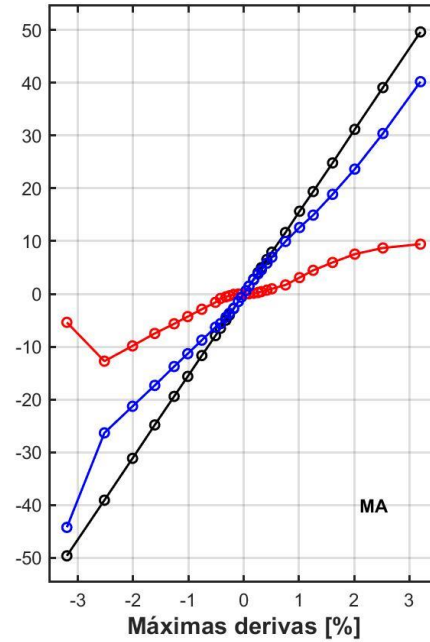
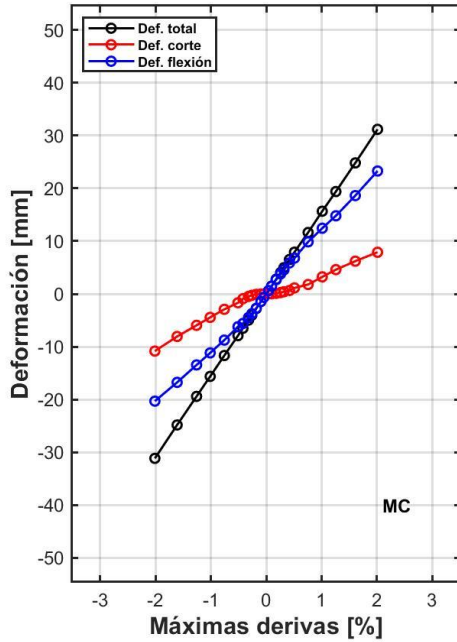


Figura 8.31 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 4 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

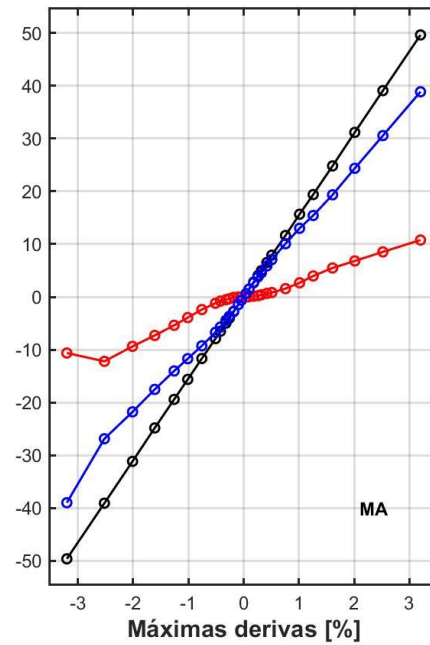
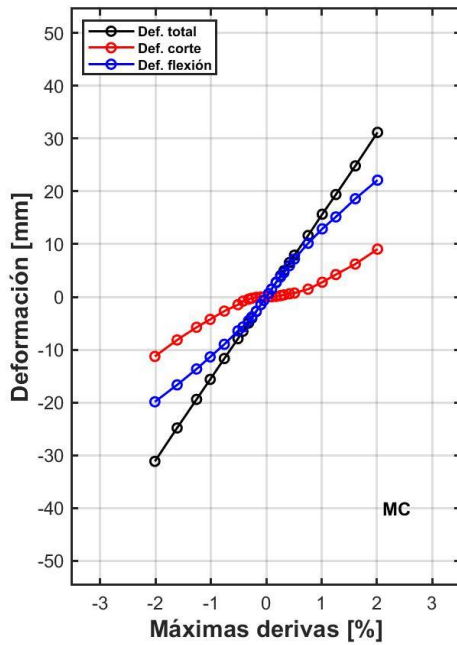


Figura 8.32 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 6 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

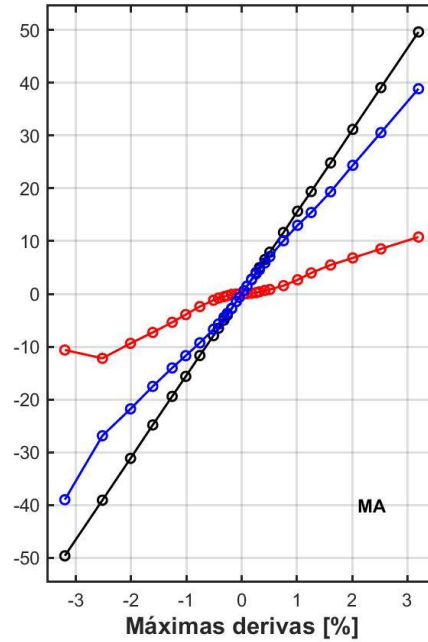
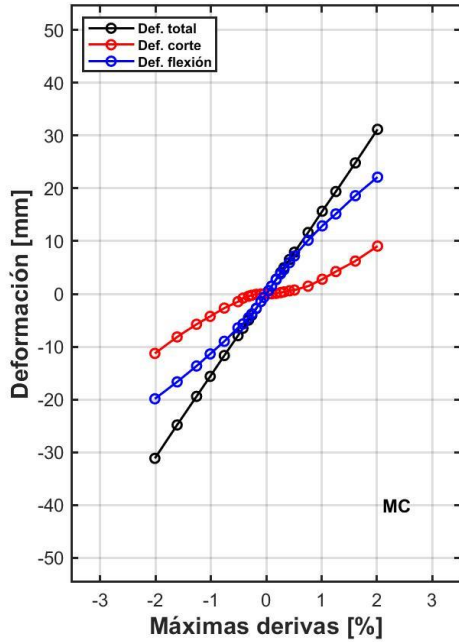


Figura 8.33 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 7 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

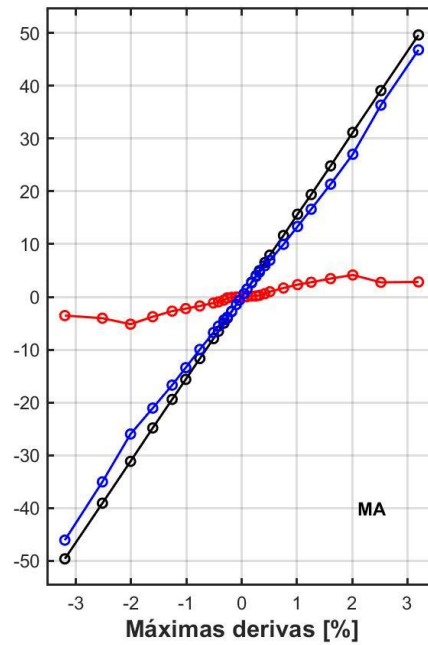
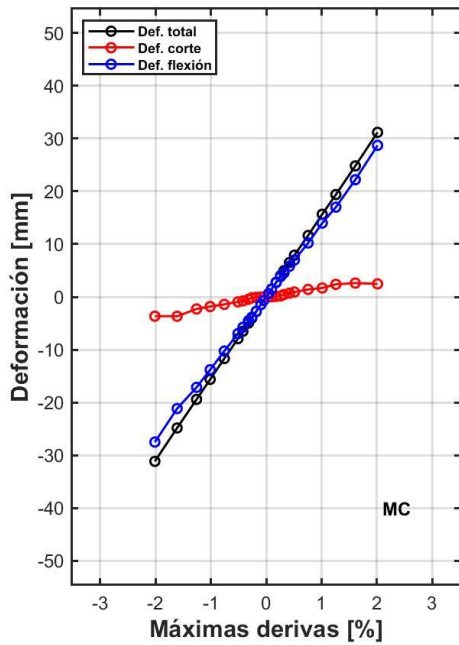


Figura 8.34 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 8 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

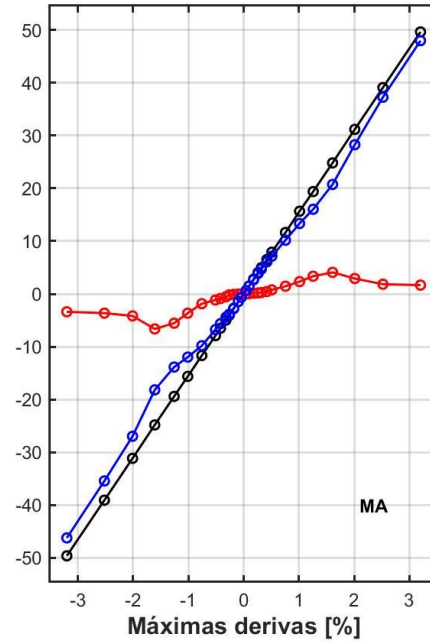
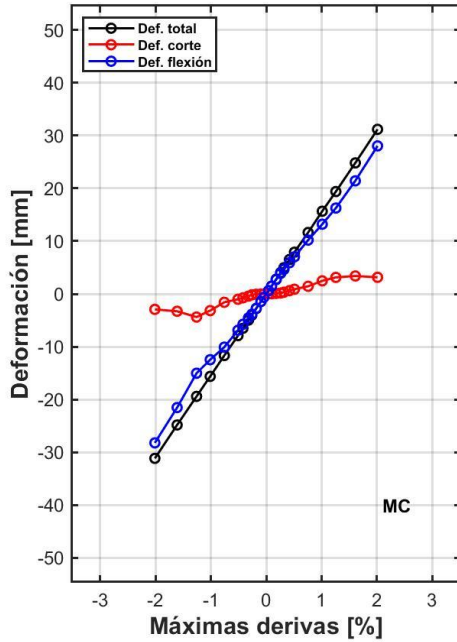


Figura 8.35 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 9 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

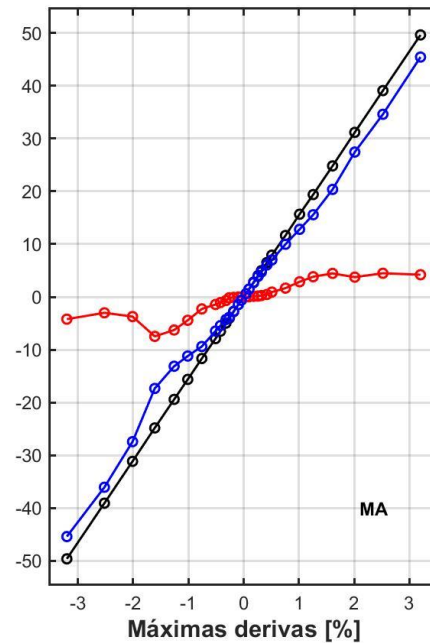
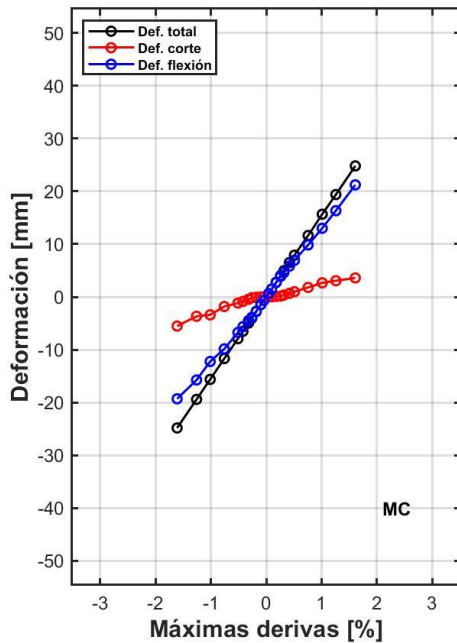


Figura 8.36 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 10 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

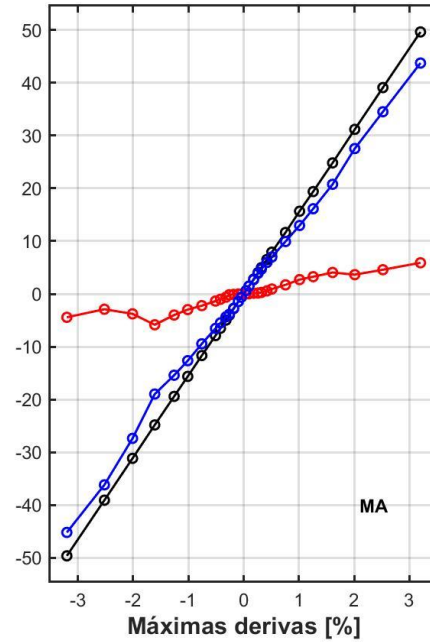
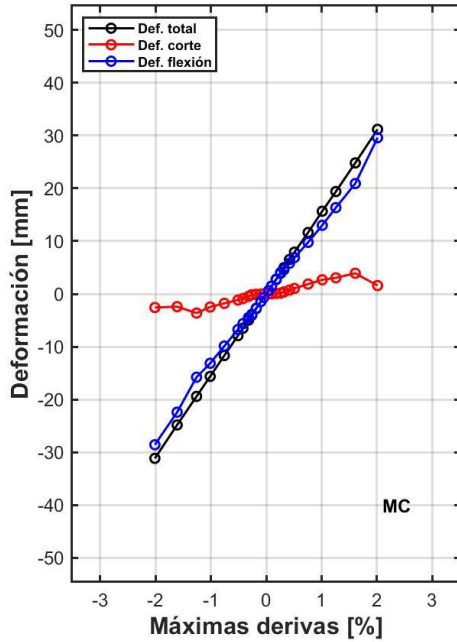


Figura 8.37 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 11 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

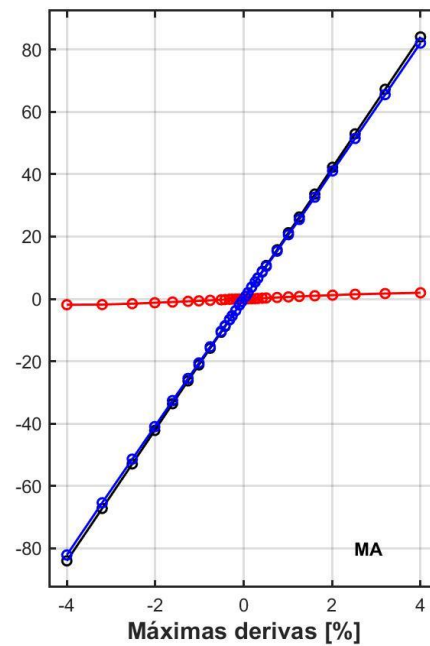
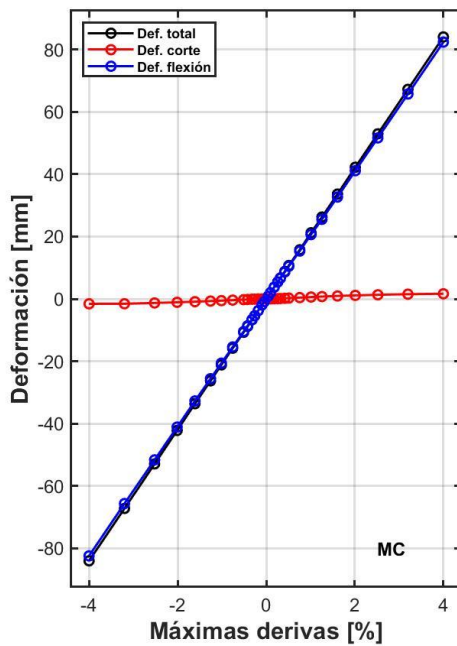


Figura 8.38 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 13 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

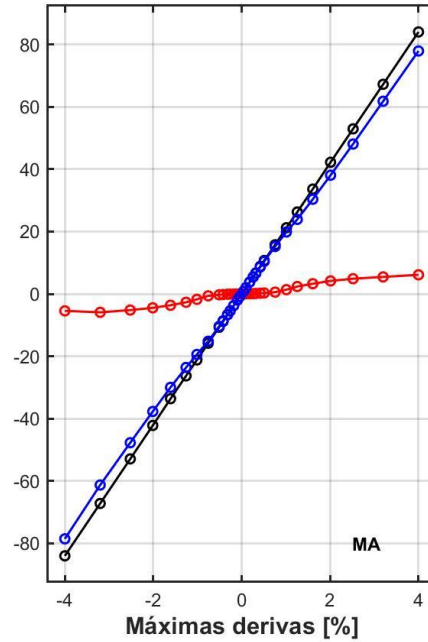
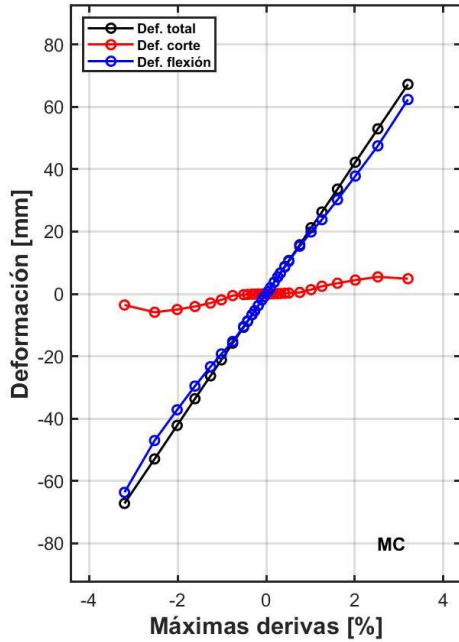


Figura 8.39 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 14 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

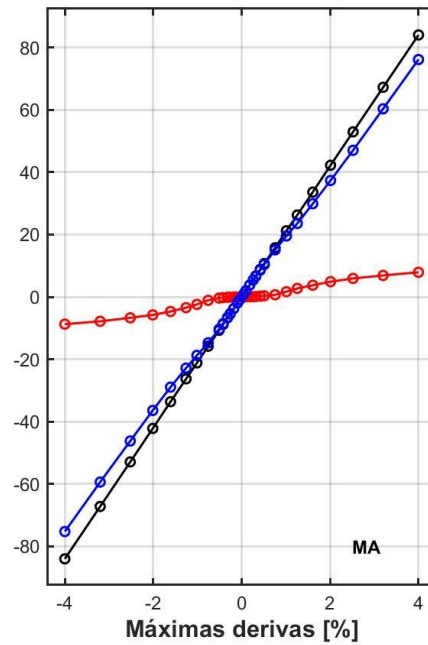
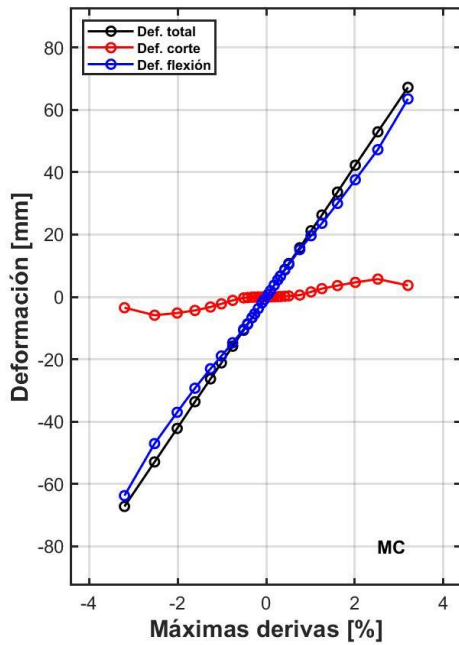


Figura 8.40 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 15 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

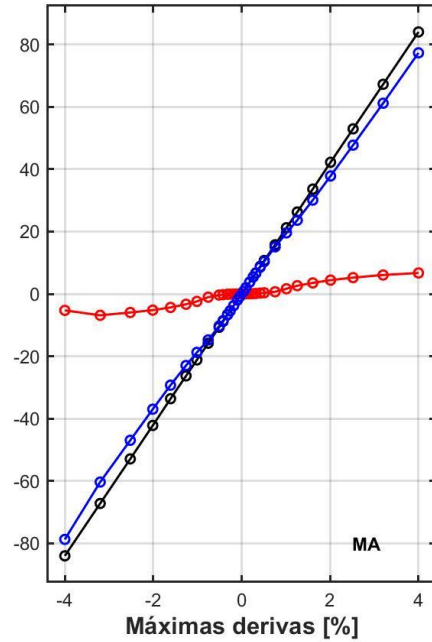
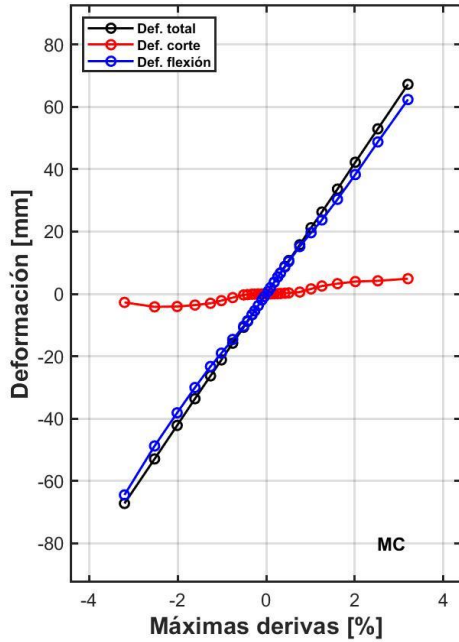


Figura 8.41 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 16 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

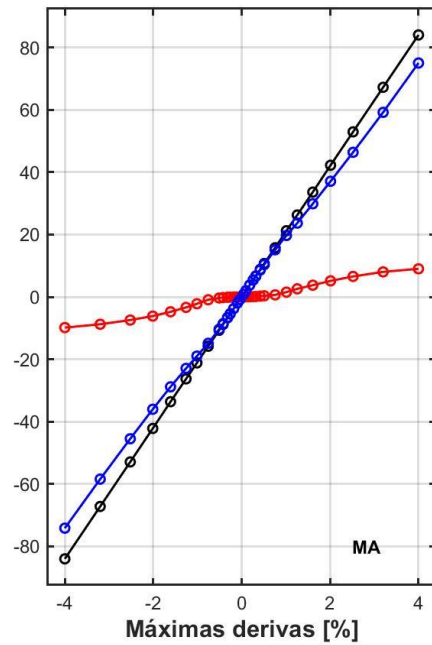
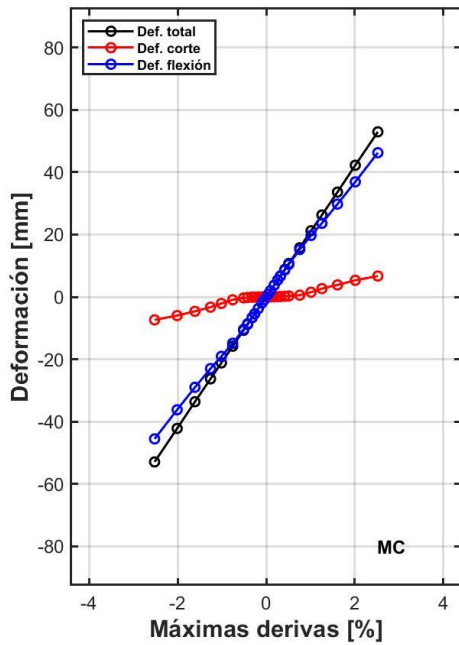


Figura 8.42 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 17 en los muros convencional y alternativo respectivamente.

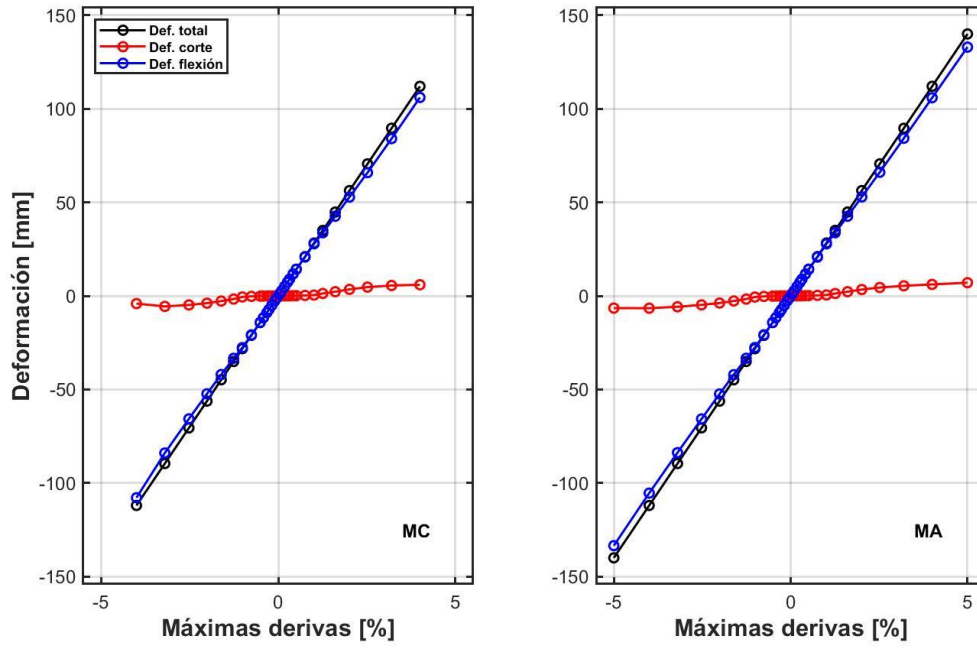


Figura 8.43 : Deformaciones de corte y flexión en los máximos para la combinación 18 en los muros convencional y alternativo respectivamente.