



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

CAPACIDAD SÍSMICA DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADOS Y REHABILITADOS

**JORGE FERNANDO MOSCOSO FERNÁNDEZ
SALVADOR**

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

Profesor Supervisor:
MATÍAS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, diciembre de 2022

© Jorge Fernando Moscoso Fernández Salvador



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

CAPACIDAD SÍSMICA DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADOS Y REHABILITADOS

**JORGE FERNANDO MOSCOSO FERNÁNDEZ
SALVADOR**

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

Miembros del comité:

MATÍAS HUBE

CRISTIÁN SANDOVAL

HERNÁN SANTA MARÍA

FABIÁN ROJAS

MARIO RODRÍGUEZ

GUSTAVO LAGOS

Santiago de Chile, diciembre de 2022

DEDICATORIA

A mis amados padres y hermanos.

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a mi Supervisor, el profesor Matías Hube, que me apoyó y me ayudó durante todo el proceso de mi doctorado. Estoy y estaré muy agradecido por su apoyo incondicional y por haber estado ahí siempre que necesite

Mi gratitud a los profesores Hernán Santa María y Carl Lüders por ayudarme con su valioso conocimiento y por su participación continua en esta investigación. Además, a los profesores José Luis Almazán, Diego López y Sergio Gutiérrez por sus valiosos aportes en el desarrollo de mi proyecto de investigación.

Mi agradecimiento, reconocimiento y admiración al profesor Mauricio López quien fue parte del Comité de esta Tesis. Sus conocimientos, apoyo y recomendaciones fueron fundamentales para el desarrollo de la campaña experimental descrita en este documento.

Gracias también a los miembros de mi Comité de Tesis, por sus perspicaces discusiones y recomendaciones, las cuales mejoraron el trabajo final.

Mi agradecimiento a los ingenieros y técnicos de DICTUC S. A. y al Laboratorio del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile que trabajaron en los ensayos: Nicolas Tapia, Jairo Rojas, Camilo Guzmán, Patricio Pérez, Daniel Hernández, Willy Ríos, Ignacio Valdez y Pablo. De igual manera agradezco a los estudiantes de doctorado Juan Diego Pozo, José Gallardo, Luis Pérez y José Luis Jiménez por su ayuda en la campaña experimental de las rehabilitaciones.

Finalmente, me gustaría agradecer el apoyo económico brindado por la beca CONICYT-ANID/Doctorado Nacional/2018-21181210, ANID/FONDAP/15110017, al Proyecto de Investigación ANID/FONDECYT/1171062, al proyecto Puente 031/2020 de la Pontificia Universidad Católica de Chile y al Centro UC de Innovación del Hormigón.

TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
RESUMEN	xxii
ABSTRACT	xxiv
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Hipótesis	9
1.3 Objetivos.....	10
1.4 Alcances.....	10
1.5 Organización de la tesis	11
2 ESTADO DEL ARTE	13
2.1 Capacidad sísmica residual.....	13
2.1.1 FEMA	14
2.1.2 JBDPA.....	15
2.1.3 Revisión bibliográfica	16
2.2 Rehabilitación	22
2.2.1 Técnicas de rehabilitación definidas en documentos	23
2.2.2 Revisión bibliográfica	24
3 CAMPAÑA EXPERIMENTAL CAPACIDAD RESIDUAL	39
3.1 Programa experimental	39
3.2 Construcción de los muros.....	41

3.3	Propiedades de los materiales	44
3.4	Esquema de ensayo, protocolo de carga e instrumentación.....	47
4	RESULTADOS EXPERIMENTALES	52
4.1	Ensayo RW5-S1.75-U	55
4.1.1	Daño observado	55
4.1.2	Relación carga-desplazamiento lateral	57
4.1.3	Carga axial.....	58
4.1.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	58
4.1.5	Desplazamiento de corte.....	60
4.1.6	Rotación de la viga cabezal	61
4.1.7	Alargamiento del muro	62
4.1.8	Desplazamiento fuera del plano	63
4.1.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	64
4.1.10	Relación momento-curvatura	68
4.1.11	Fotogrametría	69
4.2	Ensayo RW6-S1.75-U	70
4.2.1	Daño observado	70
4.2.2	Relación carga-desplazamiento lateral	71
4.2.3	Carga axial.....	72
4.2.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	73
4.2.5	Deformación de corte	74
4.2.6	Rotación de la viga cabezal	76
4.2.7	Alargamiento del muro	77
4.2.8	Desplazamiento fuera del plano	78
4.2.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	79

4.2.10	Relación momento-curvatura	83
4.2.11	Fotogrametría	83
4.3	Ensayo RW6-S1.75-D	84
4.3.1	Daño observado	84
4.3.2	Relación carga-desplazamiento lateral	85
4.3.3	Carga axial.....	86
4.3.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	87
4.3.5	Deformación de corte	88
4.3.6	Rotación de viga cabezal	90
4.3.7	Alargamiento del muro	91
4.3.8	Desplazamiento fuera del plano	92
4.3.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	93
4.3.10	Relación momento curvatura.....	97
4.3.11	Fotogrametría	97
5	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD RESIDUAL.....	99
5.1	Relación carga-desplazamiento lateral	99
5.2	Resistencia máxima	102
5.3	Energía disipada y relación de amortiguamiento.....	103
5.4	Envolturas carga-desplazamiento lateral.....	107
5.5	Capacidad residual según FEMA 306	112
5.6	Estimación analítica de la capacidad de deformación de los muros.....	120
6	CAMPAÑA EXPERIMENTAL MUROS REHABILITADOS	126
6.1	Programa experimental	126
6.2	Rehabilitación con adición de elementos de borde.....	128
6.3	Rehabilitación con aumento de espesor de muro.....	132

6.4	Propiedades de los materiales	136
6.5	Esquema de ensayo, protocolo de carga e instrumentación.....	149
7	RESULTADOS EXPERIMENTALES DE MUROS REHABILITADOS	154
7.1	Ensayo RW1-S2.5-R.....	155
7.1.1	Daño observado	155
7.1.2	Relación carga-desplazamiento lateral	157
7.1.3	Carga axial.....	157
7.1.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	158
7.1.5	Deformación de corte	160
7.1.6	Rotación de viga cabezal	161
7.1.7	Alargamiento del muro	162
7.1.8	Desplazamiento fuera del plano	163
7.1.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	164
7.1.10	Relación momento curvatura.....	164
7.2	Ensayo RW2-S2.5-R.....	165
7.2.1	Daño observado	165
7.2.2	Relación carga-desplazamiento lateral	167
7.2.3	Carga axial.....	167
7.2.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	168
7.2.5	Deformación de corte	170
7.2.6	Rotación de viga cabezal	171
7.2.7	Alargamiento del muro	172
7.2.8	Desplazamiento fuera del plano	173
7.2.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	174
7.2.10	Relación momento curvatura.....	175

7.3	Ensayo RW3-S2.5-R.....	176
7.3.1	Daño observado	176
7.3.2	Relación carga-desplazamiento lateral	177
7.3.3	Carga axial.....	178
7.3.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	179
7.3.5	Deformación de corte	180
7.3.6	Rotación de viga cabezal	182
7.3.7	Alargamiento del muro	183
7.3.8	Desplazamiento fuera del plano	184
7.3.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	185
7.3.10	Relación momento curvatura.....	186
7.4	Ensayo RW4-S2.5-R.....	187
7.4.1	Daño observado	187
7.4.2	Relación carga-desplazamiento lateral	188
7.4.3	Carga axial.....	189
7.4.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	190
7.4.5	Deformación de corte	191
7.4.6	Rotación de viga cabezal	193
7.4.7	Alargamiento del muro	194
7.4.8	Desplazamiento fuera del plano	195
7.4.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	196
7.4.10	Relación momento curvatura.....	197
7.5	Ensayo RW5-S1.75-R.....	198
7.5.1	Daño observado	198
7.5.2	Relación carga-desplazamiento lateral	199

7.5.3	Carga axial.....	200
7.5.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	201
7.5.5	Deformación de corte	202
7.5.6	Rotación de viga cabezal	204
7.5.7	Alargamiento del muro	205
7.5.8	Desplazamiento fuera del plano	206
7.5.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	207
7.5.10	Relación momento curvatura.....	208
7.6	Ensayo RW6-S1.75-R.....	209
7.6.1	Daño observado	209
7.6.2	Relación carga-desplazamiento lateral	211
7.6.3	Carga axial.....	211
7.6.4	Desplazamiento y rotación de la base.....	212
7.6.5	Deformación de corte	214
7.6.6	Rotación de viga cabezal	215
7.6.7	Alargamiento del muro	216
7.6.8	Desplazamiento fuera del plano	217
7.6.9	Deformación unitaria del refuerzo.....	217
7.6.10	Relación momento curvatura.....	218
8	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE REHABILITACIÓN	220
8.1	Relación carga-desplazamiento lateral	220
8.2	Resistencia máxima	223
8.3	Energía disipada y relación de amortiguamiento.....	224
8.4	Envolturas carga-desplazamiento lateral	227
8.5	Rigidez y ductilidad	229

8.6	Degradación de resistencia	232
8.7	Estimación analítica de resistencia y capacidad de deformación de los muros rehabilitados	233
8.7.1	Resistencia según ACI 318-19	233
8.7.2	Estimación analítica de la capacidad de deformación de los muros rehabilitados	235
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	241
9.1	Capacidad Sísmica Residual	241
9.2	Capacidad Sísmica de Muros Rehabilitados.....	244
	REFERENCIAS	247

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2 - 1. Resumen de ensayos en muros de HA rehabilitados	25
Tabla 3 - 1. Resumen de las características principales de los muros.	41
Tabla 3 - 2. Camión, cilindro, edad (días), resistencia (MPa) y resistencia promedio (MPa) del hormigón.....	45
Tabla 3 - 3. Muro, edad y resistencia promedio (MPa).	45
Tabla 3 - 4. Propiedades del acero de refuerzo.....	46
Tabla 5 - 1. Puntos característicos.	102
Tabla 5 - 2. Relación entre resistencia máxima promedio y estimación de la resistencia..	103
Tabla 5 - 3. Parámetros de las relaciones constitutivas bi-lineal.....	112
Tabla 5 - 4. Modo de comportamiento, nivel de severidad de daño y espesor residual de grietas luego de los protocolos de carga sin daño para los muros RW2-S2.5, RW4-S2.5 y RW6-S1.75.	118
Tabla 5 - 5. Factores de reducción de rigidez, resistencia y capacidad de deriva obtenidos de los ensayos y sugeridos por FEMA 306.	120
Tabla 5 - 6. Comparación de capacidad de deformación y resistencia en fluencia, analítica y experimental de los muros originales.	124
Tabla 5 - 7. Comparación de capacidad de deformación y resistencia última, analítica y experimental de los muros originales.	125
Tabla 6 - 1. Resumen de las características principales de los muros rehabilitados.	127
Tabla 6 - 2. Mezcla, cilindro, edad (días), resistencia (MPa) y resistencia promedio (MPa).	138
Tabla 6 - 3. Muro, edad del ensayo y resistencia promedio del hormigón (MPa).	139
Tabla 6 - 4. Propiedades del acero de refuerzo utilizado en la rehabilitación.	142
Tabla 8 - 1. Puntos característicos de muros originales y muros rehabilitados.....	223
Tabla 8 - 2. Comparación de resistencia de muros originales y rehabilitados.	224

Tabla 8 - 3. Rigidez efectiva, deriva máxima y ductilidad.....	231
Tabla 8 - 4. Comparación entre resistencia máxima promedio experimental y estimación de resistencia a flexión y corte según ACI 318-19.....	235

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - 1. Configuraciones de muros de HA en edificios [2], [13].	2
Figura 1 - 2. Fotos del daño observado en muros de HA en edificios en Nueva Zelanda [5].	4
Figura 1 - 3. Fotos del daño observado en Chile [4], [12].	5
Figura 1 - 4. Rehabilitaciones realizadas en edificios en Chile. Fotos a) y b) obtenidas de [29], [48].	9
Figura 2 - 1. Definición de parámetros de capacidad residual según FEMA 306 [52].	14
Figura 2 - 2. Ejemplo de clasificación y factores de modificación en muro de HA según FEMA 306 [52].	15
Figura 2 - 3. Diagrama conceptual del factor de reducción de la capacidad sísmica η .	16
Figura 2 - 4. Ensayos realizados en columnas de HA para estimar la capacidad sísmica residual [59].	17
Figura 2 - 5. Protocolos de carga utilizados por Marder et al. [56].	19
Figura 2 - 6. Isometría y planta del edificio Clarendon [23].	20
Figura 2 - 7. Ensayos realizados en muros cortos de HA para estimar la capacidad sísmica residual [1].	21
Figura 2 - 8. Imágenes del daño en ensayo de muro de HA [60].	22
Figura 2 - 9. Rehabilitaciones realizadas por Fiorato et al. [63].	28
Figura 2 - 10. Rehabilitaciones realizadas por Pinho [45].	29
Figura 2 - 11. Rehabilitaciones realizadas por Taghdi et al. [64].	30
Figura 2 - 12. Rehabilitaciones realizadas por Haroun et al. [65].	32
Figura 2 - 13. Rehabilitaciones realizadas por Vecchio et al. [66].	33
Figura 2 - 14. Rehabilitaciones realizadas por Paterson et al. [46].	35
Figura 2 - 15. Rehabilitaciones realizadas por Christidis et al. [47].	36
Figura 2 - 16. Rehabilitaciones realizadas por Motter et al. [49].	38
Figura 3 - 1. Detalle armado de muros.	40
Figura 3 - 2. Proceso constructivo de los muros.	43

Figura 3 - 3. Ensayos realizados en cilindros de hormigón.....	44
Figura 3 - 4. Ensayos realizados en barras de refuerzo.	46
Figura 3 - 5. Protocolos de carga.....	48
Figura 3 - 6. Configuración del ensayo.	49
Figura 3 - 7. Configuración y detalle de instrumentación para muros cortos (RW5-S1.75 y RW6-S1.75).....	50
Figura 3 - 8. Ubicación y detalle de colocación de strain-gages en los seis muros.....	51
Figura 4 - 1. Instrumentos utilizados para el cálculo de rotación, alargamiento vertical y curvatura en el nivel inferior del muro.	53
Figura 4 - 2. Diagramas para el cálculo de desplazamiento por corte.....	54
Figura 4 - 3. Aspecto del muro al finalizar el ensayo RW5-S1.75-U.....	56
Figura 4 - 4. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW5-S1.75-U.....	57
Figura 4 - 5. Carga axial versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.	58
Figura 4 - 6. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U... ..	59
Figura 4 - 7. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.	59
Figura 4 - 8. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.....	60
Figura 4 - 9. Proporción de componentes de desplazamiento, ensayo RW5-S1.75-U.....	61
Figura 4 - 10. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.....	62
Figura 4 - 11. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW5-S1.75-U.....	63
Figura 4 - 12. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.....	64
Figura 4 - 13. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal en la base del muro, ensayo RW5-S1.75-U.....	65
Figura 4 - 14. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel a, ensayo RW5-S1.75-U.....	66
Figura 4 - 15. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel b, ensayo RW5-S1.75-U.....	67
Figura 4 - 16. Deformación unitaria del refuerzo horizontal en el nivel a, ensayo RW5-S1.75-U.....	67

Figura 4 - 17. Deformación unitaria del refuerzo horizontal en el nivel b, ensayo RW5-S1.75-U.....	68
Figura 4 - 18. Relación momento-curvatura, ensayo RW5-S1.75-U.	69
Figura 4 - 19. Comparación del desplazamiento lateral del muro obtenido con fotogrametría y con el canal 3, ensayo RW5-S1.75-U.....	70
Figura 4 - 20. Aspecto del muro al finalizar el ensayo RW6-S1.75-U.	71
Figura 4 - 21. Relacion carga-desplazamiento lateral, ensayo RW6-S1.5-U.	72
Figura 4 - 22. Carga axial versus tiempo, ensayos RW6-S1.75-U.....	73
Figura 4 - 23. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.	73
Figura 4 - 24. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.....	74
Figura 4 - 25. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.....	75
Figura 4 - 26. Proporción de componenetes de desplazamiento, ensayo RW6-S1.75-U.....	76
Figura 4 - 27. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.....	77
Figura 4 - 28. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW6-S1.75-U.....	78
Figura 4 - 29. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.....	79
Figura 4 - 30. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal en la base del muro, ensayo RW6-S1.75-U.	80
Figura 4 - 31. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-U.	80
Figura 4 - 32. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-U.	81
Figura 4 - 33. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-U.	82
Figura 4 - 34. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-U.	82
Figura 4 - 35. Relación momento-curvatura, ensayo RW6-S1.75-U.	83
Figura 4 - 36. Comparación del desplazamiento lateral del muro obtenido con fotogrametría y con el canal 3, ensayo RW6-S1.75-U.....	84
Figura 4 - 37. Aspecto del muro al finalizar el ensayo RW6-S1.75-D.	85
Figura 4 - 38. Relacion carga-desplazamiento lateral, ensayo RW6-S1.5-U.	86

Figura 4 - 39. Carga axial versus tiempo, ensayos RW6-S1.75-U.....	87
Figura 4 - 40. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.	87
Figura 4 - 41. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.....	88
Figura 4 - 42. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.....	89
Figura 4 - 43. Proporción de componenetes de desplazamiento, ensayo RW6-S1.75-D.	90
Figura 4 - 44. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.....	91
Figura 4 - 45. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW6-S1.75-D.....	92
Figura 4 - 46. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.....	93
Figura 4 - 47. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal en la base del muro, ensayo RW6-S1.75-D.	94
Figura 4 - 48. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-D.	94
Figura 4 - 49. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-D.	95
Figura 4 - 50. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-D.	96
Figura 4 - 51. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-D.	96
Figura 4 - 52. Relación momento-curvatura, ensayo RW6-S1.75-D.	97
Figura 4 - 53. Comparación del desplazamiento lateral del muro obtenido con fotogrametría y con el canal 3, ensayo RW6-S1.75-D.....	98
 Figura 5 - 1. Relación carga-desplazamiento lateral de los seis muros.....	101
Figura 5 - 2. Definición de relación de amortiguamiento equivalente.	104
Figura 5 - 3. Energía disipada acumulada de los ensayos de los seis muros.	105
Figura 5 - 4. Relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los ensayos de los seis muros.	107
Figura 5 - 5. Carga-desplazamiento y envolvente de los ensayos de los seis muros.	108
Figura 5 - 6. Envoltentes positivas de los ensayos de los seis muros.....	110

Figura 5 - 7. Relación bi-lineal.....	111
Figura 5 - 8. Medidor de grietas.	114
Figura 5 - 9. Patrón final de grietas residuales al final de los ensayos de los muros RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, (a) Usando fotogrametría, (b) dibujando el patrón de grietas observado.	115
Figura 5 - 10. Espesor residual de grietas de flexión y corte de los ensayos de los seis muros.	117
Figura 5 - 11. Relaciones constitutivas de hormigón no confinado y acero de refuerzo....	121
Figura 5 - 12. Relación momento-curvatura de los seis muros.	121
Figura 5 - 13. Idealización de curvatura en la altura del muro.	122
 Figura 6 - 1. Detalle de las dos rehabilitaciones utilizadas en los muros.	 128
Figura 6 - 2. Fotos del proceso de rehabilitación mediante adición de elementos de borde.	130
Figura 6 - 3. Fotos de la medida adicional en RW1-S2.5-R.....	131
Figura 6 - 4. Fotos de inyección con epoxi en RW6-S1.75-R.....	132
Figura 6 - 5. Fotos del proceso de rehabilitación mediante aumento de espesor del muro.	134
Figura 6 - 6. Fotos de la medida adicional con CFRP en RW5-S1.75-R.	135
Figura 6 - 7. Aspecto final de los muros rehabilitados.	136
Figura 6 - 8. Ensayo de cilindros de hormigón.	138
Figura 6 - 9. Ensayo en barras de refuerzo.	140
Figura 6 - 10. Tensión versus deformación unitaria para barras 8 mm.	141
Figura 6 - 11. Tensión versus deformación unitaria para barras 10 mm.	141
Figura 6 - 12. Tensión versus deformación unitaria para barras 12 mm.	142
Figura 6 - 13. Barras, empalmes mecánicos y esquema de ensayo.	143
Figura 6 - 14. Empalmes mecánicos al final de cada ensayo.	144
Figura 6 - 15. Tensión versus deformación unitaria para barras 12 mm con y sin empalmes mecánicos.	145
Figura 6 - 16. Esquema de ensayo de barras de refuerzo ancladas con epoxi.....	146
Figura 6 - 17. Tensión versus deformación para ensayo de epoxi con barras de 8 mm.	148
Figura 6 - 18. Tensión versus deformación para ensayo de epoxi con barras de 10 mm.	149

Figura 6 - 19. Protocolo de carga para muros rehabilitados.	150
Figura 6 - 20. Configuraciones utilizadas para los ensayos de los muros rehabilitados. ...	151
Figura 6 - 21. Configuración y detalle de instrumentación para muros rehabilitados.....	152
Figura 6 - 22. Ubicación y detalle de colocación de strain-gages en muros rehabilitados.	153
Figura 7 - 1. Daño en el muro RW1-S2.5-R.....	156
Figura 7 - 2. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW1-S2.5-R.	157
Figura 7 - 3. Carga axial versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.....	158
Figura 7 - 4. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.	159
Figura 7 - 5. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.....	159
Figura 7 - 6. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.....	160
Figura 7 - 7. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW1-S2.5-R.	161
Figura 7 - 8. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.	162
Figura 7 - 9. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW1-S2.5-R.....	163
Figura 7 - 10. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.	164
Figura 7 - 11. Relación momento-curvatura, ensayo RW1-S2.5-R.....	165
Figura 7 - 12. Daño en el muro RW2-S2.5-R.....	166
Figura 7 - 13. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW2-S2.5-R.	167
Figura 7 - 14. Carga axial versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.....	168
Figura 7 - 15. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.	169
Figura 7 - 16. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.....	169
Figura 7 - 17. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.....	170
Figura 7 - 18. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW2-S2.5-R.	171
Figura 7 - 19. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.	172
Figura 7 - 20. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW2-S2.5-R.....	173
Figura 7 - 21. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.	174
Figura 7 - 22. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW2-S2.5-R.	175
Figura 7 - 23. Relación momento-curvatura, ensayo RW2-S2.5-R.....	176

Figura 7 - 24. Daño en el muro RW3-S2.5-R.....	177
Figura 7 - 25. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW3-S2.5-R.	178
Figura 7 - 26. Carga axial versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.....	179
Figura 7 - 27. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.	179
Figura 7 - 28. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.....	180
Figura 7 - 29. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.....	181
Figura 7 - 30. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW3-S2.5-R.	182
Figura 7 - 31. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.	183
Figura 7 - 32. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW3-S2.5-R.....	184
Figura 7 - 33. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.	185
Figura 7 - 34. Deformación unitaria del refuerzo longitunial adicional en la base del muro RW3-S2.5-R.	186
Figura 7 - 35. Relación momento-curvatura, ensayo RW3-S2.5-R.....	187
Figura 7 - 36. Daño en el muro RW4-S2.5-R.....	188
Figura 7 - 37. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW4-S2.5-R.	189
Figura 7 - 38. Carga axial versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.....	190
Figura 7 - 39. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.	190
Figura 7 - 40. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.....	191
Figura 7 - 41. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.....	192
Figura 7 - 42. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW4-S2.5-R.	193
Figura 7 - 43. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.	194
Figura 7 - 44. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW4-S2.5-R.....	195
Figura 7 - 45. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.	196
Figura 7 - 46. Deformación unitaria del refuerzo longitunial adicional en la base del muro RW4-S2.5-R.	197
Figura 7 - 47. Relación momento-curvatura, ensayo RW4-S2.5-R.....	198
Figura 7 - 48. Daño en el muro RW5-S1.75-R.....	199
Figura 7 - 49. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW5-S1.75-R.	200
Figura 7 - 50. Carga axial versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.....	201

Figura 7 - 51. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R. ..	201
Figura 7 - 52. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.....	202
Figura 7 - 53. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.....	203
Figura 7 - 54. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW5-S1.75-R. ..	204
Figura 7 - 55. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.	205
Figura 7 - 56. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW5-S1.75-R.	206
Figura 7 - 57. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.	207
Figura 7 - 58. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW5-S1.75-R.	208
Figura 7 - 59. Relación momento-curvatura, ensayo RW5-S1.75-R.....	209
Figura 7 - 60. Daño en el muro RW6-S1.75-R.....	210
Figura 7 - 61. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW6-S1.75-R.	211
Figura 7 - 62. Carga axial versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.....	212
Figura 7 - 63. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R. ..	213
Figura 7 - 64. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.....	213
Figura 7 - 65. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.....	214
Figura 7 - 66. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW6-S1.75-R. ..	215
Figura 7 - 67. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.	216
Figura 7 - 68. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW6-S1.75-R.....	216
Figura 7 - 69. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.	217
Figura 7 - 70. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW6-S1.75-R.	218
Figura 7 - 71. Relación momento-curvatura, ensayo RW6-S1.75-R.....	219
Figura 8 - 1. Relación carga-desplazamiento lateral de tres muros originales y los seis muros rehabilitados.	222
Figura 8 - 2. Energía disipada acumulada de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.	225

Figura 8 - 3. Relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.....	226
Figura 8 - 4. Envolventes de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.	229
Figura 8 - 5. Relación bi-lineal para la relación constitutiva de muros rehabilitados y originales.	229
Figura 8 - 6. Degradación de resistencia de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.	233
Figura 8 - 7. Relaciones constitutivas de hormigón confinado y acero de refuerzo.....	236
Figura 8 - 8. Relación momento-curvatura de los seis muros rehabilitados.	237

RESUMEN

Después del terremoto de 2010 en Chile y los terremotos de Canterbury de 2010/2011 en Nueva Zelanda, se demolió o rehabilitó un número significativo de edificios de muros de hormigón armado (HA) con diferentes niveles de daño. La toma de decisiones acerca de demoler o rehabilitar edificaciones después de un sismo dependen de los niveles de daño observados en los componentes estructurales. Las rehabilitaciones en componentes estructurales están delimitadas por técnicas que no cuentan con suficiente evidencia experimental. Los objetivos principales de esta tesis son: (1) Determinar la capacidad sísmica residual en muros de HA con daño sísmico inicial y (2) Determinar la capacidad sísmica en muros de HA rehabilitados. Para cumplir el primer objetivo se evaluó experimentalmente la capacidad sísmica residual de seis muros de HA con bordes no confinados. Tres muros se ensayaron bajo un protocolo de carga lateral cíclica, y los otros tres muros se ensayaron bajo dos protocolos de carga lateral cíclica para inducir daño inicial. Las variables de los ensayos fueron la relación $M/(Vl_w)$ de los muros y la relación de deriva objetivo de los protocolos de carga. Los resultados de los ensayos indican que los seis muros mostraron un comportamiento dominado por flexión. Los anchos de grietas residuales medidos en los tres muros ensayados con daño inicial fueron solo el 6 % del ancho de grieta sugerido por FEMA 306 para los niveles de daño identificados. Los resultados experimentales mostraron que la rigidez efectiva de los muros disminuyó significativamente debido al daño previo. Sin embargo, la resistencia máxima de los muros no se vio afectada considerablemente y la capacidad de deriva lateral no se redujo por los daños previos. Por lo tanto, se concluye que muros de HA similares a los de este estudio que se someten a derivas previas de entre 1.5% y 2.0% no requieren ser rehabilitados para recuperar resistencia ni capacidad de deformación. Estos muros podrían ser rehabilitados con el objetivo de recuperar su rigidez solo si se estima necesario este objetivo.

Para cumplir el segundo objetivo se evaluó experimentalmente la capacidad sísmica de los seis muros de HA ensayados en la primera parte de este estudio, rehabilitados con dos técnicas diferentes. Cuatro muros se rehabilitaron con adición de elementos de borde y dos muros se rehabilitaron con un aumento en el espesor del muro. Estas rehabilitaciones fueron observadas en edificios chilenos luego del terremoto del Maule de 2010. El objetivo de las

rehabilitaciones fueron incrementar la resistencia y la capacidad de deformación de los muros. Los muros rehabilitados se ensayaron bajo un protocolo de carga lateral cíclica hasta la falla. Los resultados de los ensayos mostraron que las técnicas de rehabilitación utilizadas cambiaron el modo de falla de los seis muros y que el objetivo de incrementar la resistencia lateral máxima se alcanzó satisfactoriamente en los seis muros rehabilitados. Sin embargo, el objetivo de incrementar la capacidad de deformación y la ductilidad no se alcanzó satisfactoriamente en los seis muros rehabilitados. Por lo tanto, se concluye que muros de HA rehabilitados con técnicas similares a las de este estudio, pueden generar modos de fallo distintos y no incrementan la capacidad de deformación, lo cual puede derivar en fallas en otras zonas de los edificios. Adicionalmente, es posible que edificios rehabilitados con estas técnicas puedan mostrar modos de falla similares a los observados en esta investigación frente a sollicitaciones sísmicas futuras.

Los resultados de este estudio se espera que sirvan como evidencia experimental de la capacidad sísmica residual en muros de HA y de la capacidad sísmica en muros de HA rehabilitados. Finalmente, los resultados obtenidos en este estudio se espera que sirvan para calibrar modelos analíticos de muros de HA con daño previo y de muros de HA rehabilitados.

ABSTRACT

Following the 2010 earthquake in Chile and the 2010/2011 Canterbury earthquakes in New Zealand, a significant number of reinforced concrete (RC) wall buildings with different damage levels were demolished or rehabilitated. The decision-making process about demolishing or rehabilitating buildings after an earthquake depends on the level of damage observed in structural components. Rehabilitation of structural components are delimited by techniques that do not have sufficient experimental evidence. The main objectives of this thesis are: (1) Determine the residual seismic capacity in RC walls with initial seismic damage and (2) Determine the seismic capacity in rehabilitated RC walls. To satisfy the first objective, the residual seismic capacity of six RC walls with unconfined boundaries were experimentally evaluated. Three walls were tested under one cyclic lateral load protocol, and the other three walls were tested under two cyclic lateral load protocols to induce initial damage. The test variables were the ratio $M/(Vl_w)$ of the walls and the target drift ratio of the loading protocols. The test results showed that the behavior of the six walls was controlled by flexural behavior. The measured residual crack widths in the three walls tested with initial damage were only 6% of the crack width suggested by FEMA 306 for the identified damage levels. Additionally, the experimental results showed that the effective stiffness of the walls decreased significantly due to previous damage. However, the maximum strength of the walls was not affected considerably, and the lateral drift capacity was not reduced by previous damage. Therefore, it is concluded that RC walls similar to those in this study that are subjected to previous drifts between 1.5% and 2.0% do not need to be rehabilitated to recover strength or deformation capacity. These walls could be rehabilitated with the objective of recovering their stiffness, only if this objective is deemed necessary.

To satisfy the second objective, the seismic capacity of the six RC walls tested in the first part of this study, rehabilitated with two different techniques, was evaluated experimentally. Four walls were rehabilitated with the addition of boundary elements and two walls were rehabilitated with increased thickness. These rehabilitations were observed in Chilean buildings after the 2010 Maule earthquake. The objective of the rehabilitations was to increase the strength and deformation capacity of the walls. The rehabilitated walls were tested under a cyclical lateral load protocol until failure. Tests results showed that the

rehabilitation techniques changed the failure mode of the six walls and that the objective of increasing the maximum lateral strength was satisfactorily achieved in the six rehabilitated walls. However, the objective of increasing the deformation capacity and ductility was not satisfactorily achieved in the six rehabilitated walls. Therefore, it is concluded that RC walls rehabilitated with techniques like those of this study, can generate different failure modes and may not increase the deformation capacity, which can lead to failures in other areas of buildings. It is anticipated that buildings rehabilitated with the studied techniques may show failure modes similar to the ones observed experimentally during future earthquakes.

The results of this study are expected to serve as experimental evidence of the residual seismic capacity in RC walls and the seismic capacity of rehabilitated RC walls. Finally, the results obtained in this study are expected to serve to calibrate analytical models of RC walls with previous damage and rehabilitated RC walls.

1 INTRODUCCIÓN

El avance del conocimiento en ingeniería estructural ha permitido mejorar la estimación de las demandas sísmicas y mejorar el diseño sísmico de diferentes tipos de estructuras. Este avance ha permitido que en las últimas décadas se puedan construir estructuras con una pequeña probabilidad de colapso cuando son sometidas a terremotos de gran magnitud [1]. El avance del conocimiento en ingeniería estructural se ha visto reflejado en el reducido número de edificaciones que han colapsado en terremotos recientes de gran magnitud [2], [3]. A pesar de la evidencia de pocos colapsos en terremotos recientes en Chile y Nueva Zelanda, un significativo número de edificios mostraron diferentes niveles de daño [4], [5]. Estos niveles de daño deben ser evaluados con el objetivo de determinar si es necesario realizar una intervención o no en la estructura. Sin embargo, la información disponible sobre evaluación y posible intervención en estructuras dañadas por terremotos es aún limitada [1], [6], [7]. Este trabajo aporta evidencia experimental que ayudará en la evaluación e intervención de edificios de muros de HA luego de terremotos.

1.1 Antecedentes

Los edificios estructurados con muros de Hormigón Armado (HA) son ampliamente utilizados en países sísmicos del mundo. Estos edificios son eficaces para resistir cargas laterales debido a su alta resistencia y rigidez [8]. Los edificios estructurados con muros de HA pueden reducir efectivamente la posibilidad de deformaciones excesivas en terremotos [9]. Particularmente en Chile, los edificios residenciales y de oficinas están estructurados con muros de HA [10], [11]. Los edificios de oficinas generalmente tienen un núcleo central de muros mientras que los edificios residenciales tienen una configuración estructural denominada “fishbone” (espina de pescado) para resistir tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales [2], [12], ver Figura 1 - 1a. En países como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón, son usuales las configuraciones estructurales mixtas de muros de HA con columnas [13]–[15], ver Figura 1 - 1b.

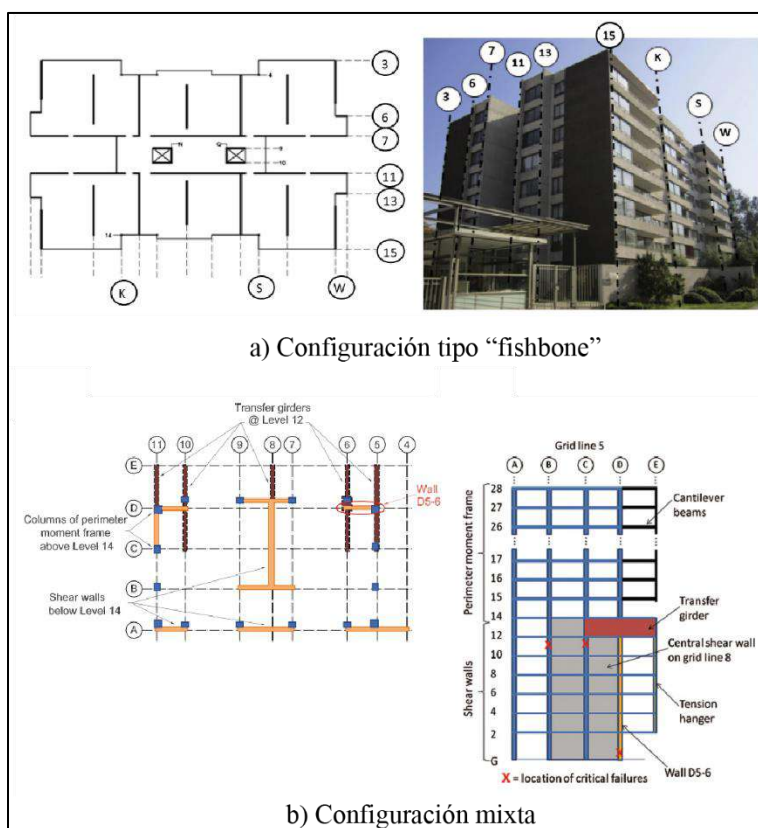


Figura 1 - 1. Configuraciones de muros de HA en edificios [2], [13].

Los muros de HA de edificios ubicados en regiones sísmicas son diseñados para resistir esfuerzos combinados de flexión, corte y axial, que se generan durante un terremoto [16]. La ductilidad en estos edificios, definida como la capacidad de una estructura o elemento estructural de sufrir deformaciones cíclicas de gran amplitud en el rango inelástico sin una reducción sustancial de la resistencia [17], es uno de los parámetros más importantes que debe considerar el diseñador. La ductilidad en elementos estructurales permite lograr modos de falla deseables, y con una baja probabilidad de colapso, con el fin de garantizar la seguridad de la vida y de la propiedad [18]. En edificios estructurados con muros de HA se busca que el comportamiento sísmico esté controlado por la flexión de los muros. Esto permite un comportamiento sísmico confiable y una mayor ductilidad, en comparación con muros controlados por cortante [19]–[21]. Sin embargo, estudios en edificios de muros de HA que fueron sometidos al terremoto del Maule de 2010 han demostrado que los muros que presentaron daño fueron sometidos a altos esfuerzos axiales y de corte [2], [11].

Los daños observados en los últimos terremotos en Chile y Nueva Zelanda en muros de HA se han atribuido a deficiencias constructivas [5], modos de falla inesperados [12] y

deficiencias en los códigos de diseño [13], [22]. A continuación, se resumen los daños observados en muros de HA en edificios que fueron sometidos a los terremotos de 2010 y 2011 en Nueva Zelanda, y 2010 en Chile.

Debido a los terremotos de Canterbury (Nueva Zelanda) en 2010 ($M_w = 7.1$) [23] y 2011 ($M_w = 6.2$) [24], varios edificios presentaron daño en muros de HA. Los daños en los muros de HA de los edificios se clasificaron como limitado, oculto y significativo [5], ver Figura 1 - 2. Los edificios con daño limitado en muros de HA mostraron grietas distribuidas en la región de la rótula plástica (Figura 1 - 2a). Estas grietas tenían entre 0.5 y 0.8 mm de espesor [5]. Los edificios con daño oculto en muros de HA (Figura 1 - 2b) fueron los más preocupantes [5] debido a que el daño en el refuerzo (pandeo y fractura de las barras) quedó oculto tras el recubrimiento del muro, que presentó un daño relativamente menor. Este tipo de falla se debió principalmente a la baja cuantía de refuerzo vertical del muro, y a la alta resistencia de compresión del hormigón, que fue significativamente más alta que la resistencia especificada [5], [18]. Los edificios con daño significativo en muros de HA mostraron pérdida de recubrimiento, aplastamiento del hormigón, y pandeo y fractura del refuerzo longitudinal (Figura 1 - 2c) [5], [13], [25]. Estos daños se explican en su mayoría por altas demandas de desplazamiento del terremoto que superaron la respuesta elástica de los edificios [25]. Adicionalmente, estos daños se explican por zonas de discontinuidad en elementos estructurales, empalmes ubicados en zonas de rótula plástica, pobre detallamiento en el anclaje del refuerzo horizontal, ausencia de confinamiento en los bordes de los muros y muros ligeramente reforzados [5], [25].



Figura 1 - 2. Fotos del daño observado en muros de HA en edificios en Nueva Zelanda [5].

Después del terremoto del Maule de 2010 ($M_w=8.8$), estudios estadísticos mostraron que solo el 2% de los edificios de muros de HA, de una base de datos de aproximadamente 2000 edificios de más de nueve pisos, sufrieron daño estructural que justificaron la reparación o demolición [2]. De esta base de datos la mayoría fueron construidos luego del año 2000. El bajo porcentaje de edificios dañados permite concluir que el desempeño sísmico de los

edificios de muros de HA fue apropiado [26], [27]. Este buen desempeño se logró a pesar de las demandas aparentemente grandes y de larga duración ocasionadas por el terremoto del Maule [28]. Jünemann et al. [2] clasificó el nivel de daño en edificios de muros de HA como daño I, II y III. Estos niveles de daño se definieron en función de las condiciones operativas de los edificios inmediatamente después del terremoto. Por otro lado, el daño en los muros de HA se puede clasificar como leve, severo y total [4], [12] (Figura 1 - 3). Los edificios que presentaron daño leve en muros de HA mostraron grietas distribuidas en el alma del muro (Figura 1 - 3a) [29]. Los edificios que presentaron daño severo en muros de HA mostraron pérdida de recubrimiento, aplastamiento del hormigón en los bordes del muro y pandeo en su refuerzo longitudinal (Figura 1 - 3b) [28]. Finalmente, los edificios que presentaron daño total en muros de HA mostraron: aplastamiento del hormigón, pandeo y fractura del refuerzo (Figura 1 - 3c) [12], [28], [30]. Estos daños se generaron por las elevadas relaciones de carga axial (ALR por las siglas en inglés), irregularidades en planta y en elevación, los empalmes en zonas de rótula plástica, el pobre detallamiento en el anclaje del refuerzo horizontal, la ausencia de confinamiento en los borde de los muros y los bajos espesores de los muros [2], [12], [28], [31].



Figura 1 - 3. Fotos del daño observado en Chile [4], [12].

Los daños observados en edificios luego de terremotos severos deben ser evaluados con el objetivo de identificar qué edificios son seguros y que edificios no [32]. Las evaluaciones post terremoto permiten decidir respecto a rehabilitar o demoler un edificio dañado [4], [33]–[35]. Rehabilitar un edificio corresponde a la reparación para restaurar la capacidad original o el fortalecimiento para aumentar la capacidad [36]. Las evaluaciones post terremoto tienen como objetivo relacionar el daño observado con el cambio en las propiedades estructurales (por ejemplo, resistencia, capacidad de deformación o rigidez). Utilizando estas propiedades

modificadas es posible estimar el comportamiento sísmico del edificio dañado. La capacidad sísmica que tendrá este edificio dañado corresponde a la capacidad sísmica residual [37]. La capacidad sísmica residual de muros de HA sometidos a un terremoto se ha comparado con la capacidad sísmica residual de columnas frágiles [32], [38]. Sin embargo, la capacidad sísmica residual de muros de HA es probable que sea diferente a la de columnas frágiles. En efecto, se ha demostrado que muros de HA pueden tener un comportamiento dúctil [16].

La información experimental y numérica existente para evaluar edificios de muros de HA post terremoto y para tomar decisiones respecto a reparar o demoler estos edificios es limitada [7], [24]. Un ejemplo de la dificultad que existe para evaluar un edificio con muros de HA dañados después de un terremoto es el caso de un edificio dañado debido al terremoto de Canterbury de 2010. La evaluación realizada al edificio después del terremoto identificó anchos de grietas de 0.5 mm en los muros del primer nivel. Después de esa evaluación, el edificio se consideró seguro para ocupar y se recomendó inyectar con epóxico las grietas de más de 0.2 mm de ancho. Sin embargo, debido al terremoto de Canterbury que ocurrió el año siguiente (2011), el edificio colapsó y provocó 18 muertes [13]. El caso de este edificio, sumado a la falta de información sobre la capacidad sísmica residual y de rehabilitación, implicó que se decidiera demoler un porcentaje significativo de edificios en Canterbury [24], [39].

Las evaluaciones en edificios de muros de HA posteriores al terremoto del Maule de 2010 mostraron que la mayoría de estos edificios no presentó daño o estos fueron insignificantes, lo que sugiere que el comportamiento de estos edificios fue esencialmente elástico [2], [26]. Adicionalmente, ensayos realizados en muros de HA con bordes no confinados mostraron un comportamiento frágil [40], lo que sugiere que muros sin daños visible podrían haber estado cerca de su capacidad máxima de desplazamiento [41], [42]. Adicionalmente, estudios numéricos de edificios de muros de HA con bordes no confinados han mostrado que los muros tienen un comportamiento no dúctil [31], [43], [44]. Por lo tanto, es relevante estimar la capacidad sísmica residual de edificios de muros estructurales de HA con bordes no confinados. Esto permitiría estimar el desempeño sísmico de estos edificios en sismos futuros.

Para aquellos edificios que posterior a su evaluación se toma la decisión de rehabilitar, se espera que las rehabilitaciones realizadas mejoren el desempeño ante futuros terremotos. Rehabilitaciones ejecutadas en muros de HA de edificios post terremoto incluyeron reemplazo del hormigón dañado [29], reemplazo de refuerzo pandeado o fracturado [9], inyección de grietas con epóxico [13] y colocación de polímeros reforzados con fibras (FRP por sus siglas en inglés) [29]. Aunque el objetivo de las rehabilitaciones realizadas en los muros de HA de edificios fue mejorar su desempeño, estudios experimentales de muros de HA rehabilitados han mostrado cambios en el modo de comportamiento de los muros rehabilitados [45]–[47]. Por lo tanto, existe incertidumbre respecto al comportamiento sísmico que tendrán edificios de muros de HA rehabilitados. El comportamiento sísmico dependerá de las características originales de los elementos estructurales, del nivel de daño de los elementos originales, de la técnica de rehabilitación seleccionada y del proceso de rehabilitación.

Posterior a terremotos recientes como los de 2010 en Chile y 2010-2011 en Nueva Zelanda, varios edificios de HA que presentaron daño fueron rehabilitados. Un ejemplo de las rehabilitaciones realizadas a un edificio en Nueva Zelanda es presentado por Marquis [9]. En el sistema resistente a fuerzas laterales en este edificio incluía muros de HA convencionales en el sótano y muros de HA prefabricados en el piso inferior y los pisos medios. El daño observado en los muros de HA en este edificio después de los terremotos de Canterbury incluía agrietamiento y pérdida de recubrimiento. Las medidas de rehabilitación en los muros de HA con daño incluyeron inyección de grietas con epóxico y colocación de mortero en las zonas de pérdida de recubrimiento de hormigón. El costo total del edificio rehabilitado fue del 90% del costo del edificio (65% del importe asegurado).

A diferencia del caso de Nueva Zelanda, después del terremoto de Chile de 2010, la mayoría de los edificios de muros de HA dañados fueron rehabilitados. De un total de 40 edificios de muros de HA con daños significativo, 30 fueron rehabilitados y solo 10 fueron demolidos [2], [4]. Carvallo et al. [48] resumen la rehabilitación ejecutada en uno de estos edificios dañados. El edificio de muros de HA tiene 11 pisos y está ubicado en la ciudad de Viña del Mar. La rehabilitación incluyó la adición de elementos de borde en algunos muros (Figura 1 - 4a) y la colocación de FRP para aumentar la resistencia al corte de algunos muros. El costo

de la rehabilitación de este edificio fue aproximadamente un tercio del costo de un edificio nuevo, y el costo de rehabilitación de los elementos estructurales fue aproximadamente el 40% del costo total de rehabilitación [49]. Sherstobitoff et al. [29] describen la rehabilitación de un edificio de muros de HA de 18 pisos ubicado en Santiago. La rehabilitación incluyó el levantamiento de las losas que habían sufrido descenso, el incremento de la sección transversal de los muros dañados (Figura 1 - 4b) y la colocación de FRP en el alma de los muros de los pisos superiores. Esta rehabilitación costó menos del 25% del costo de demolición y reconstrucción del edificio. Un tercer ejemplo de un edificio rehabilitado después del terremoto de Chile de 2010 corresponde a uno de 19 pisos ubicado en Santiago [50]. La rehabilitación también incluyó el levantamiento de las losas del edificio (Figura 1 - 4c), el incremento de la sección transversal de los muros dañados (Figura 1 - 4d) y la colocación de FRP en el alma de muros con agrietamiento menor.



Figura 1 - 4. Rehabilitaciones realizadas en edificios en Chile. Fotos a) y b) obtenidas de [29], [48].

1.2 Hipótesis

La primera hipótesis de esta tesis es que los muros de HA que han sido sometidos a daño sísmico inicial y no presentan daño considerable, presentan cambios importantes en sus propiedades estructurales. La segunda hipótesis es que las rehabilitaciones en muros de HA con daño sísmico mediante adición de elementos especial de borde o mediante el aumento del espesor del muro mejoran su comportamiento estructural.

1.3 Objetivos

Los objetivos principales de esta tesis son: (1) Determinar la capacidad sísmica residual en muros de HA con daño sísmico inicial y (2) Determinar la capacidad sísmica en muros de HA rehabilitados. Los objetivos específicos de este estudio son:

1. Ensayar dos muros de HA con diferentes protocolos de carga para determinar su comportamiento sísmico.
2. Evaluar la pérdida de rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de deformación de seis muros de HA sometidos a diferentes protocolos de carga. Cuatro de estos muros fueron ensayados en una investigación previa [51].
3. Relacionar la pérdida de rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de deformación, con el daño observado y los espesores de grieta para los seis muros.
4. Rehabilitar los seis muros de HA con daño sísmico, utilizando dos técnicas: adición de elementos de borde y aumento del espesor en muros.
5. Ensayar los muros rehabilitados para determinar su comportamiento sísmico.
6. Evaluar la efectividad de las técnicas de rehabilitación utilizadas en muros de HA.

1.4 Alcances

Las configuraciones geométricas de muros de HA y las técnicas de rehabilitación aplicadas en estos muros afectan el comportamiento sísmico. Por lo tanto, el alcance de esta tesis es el siguiente:

- Los muros ensayados en esta tesis son muros aislados y tienen relaciones de $M/(Vl_w)$ de 1.75 y 2.5.
- El espesor de los muros originales es de 15 cm y el detalle de su armadura es semejante a la utilizada en edificios Chilenos antes de 2010.
- La investigación se limita a cargas laterales en el plano de los muros, combinadas con cargas de gravedad.
- La evaluación experimental de la capacidad sísmica de los seis muros originales se realiza siguiendo el procedimiento definido por FEMA 306 [52]. Esta evaluación se realiza para elementos aislados y no para un edificio.

- Las técnicas de rehabilitación usadas fueron: adición de elemento de borde y aumento de espesor. Se escogieron estas técnicas debido a que fueron técnicas utilizadas en muros de edificios en Chile posterior al terremoto de 2010.

En los siguientes capítulos de este documento se pueden encontrar más detalles sobre la geometría, los materiales, los detalles del refuerzo, las cargas axiales, los protocolos de carga, la instrumentación y las rehabilitaciones utilizadas en esta investigación.

1.5 Organización de la tesis

El presente trabajo está dividido en nueve capítulos. El capítulo 1 presenta una introducción, antecedentes, las hipótesis y los objetivos de esta tesis. El capítulo 2 resume el estado del arte sobre capacidad sísmica residual en elementos de HA (muros, columnas y vigas) y sobre muros de HA rehabilitados.

El capítulo 3 describe la campaña experimental realizada para determinar la capacidad sísmica residual en muros de HA, correspondiente al proyecto FONDECYT/1171062. La campaña experimental completa incluyó seis muros, pero en este capítulo se presenta en detalle las características de solo dos de estos muros (los muros cortos RW5 y RW6). Las características y los resultados de los restantes cuatro muros fueron descritos en un trabajo previo [51]. El capítulo describe la construcción de los muros, las propiedades del acero y del hormigón, el esquema de ensayo, los protocolos de carga y la instrumentación.

El capítulo 4 describe los resultados de los ensayos de los dos muros cortos RW5 y RW6, los cuales fueron sometidos a uno y dos protocolos de carga, respectivamente. Para cada muro se describe el daño observado, la relación carga-desplazamiento, la carga axial aplicada, el desplazamiento y la rotación de la base, el desplazamiento de corte, la rotación de la viga cabezal, el alargamiento del muro, el desplazamiento fuera del plano, la deformación unitaria del refuerzo, la relación momento-curvatura y la comparación entre el desplazamiento lateral del muro medido con el obtenido mediante fotogrametría.

El capítulo 5 contiene un análisis de los principales resultados de la campaña experimental de los seis muros del proyecto FONDECYT/1171062 para determinar la capacidad sísmica residual. En este capítulo se determinan los factores de reducción de rigidez, resistencia y

deformación, siguiendo las recomendaciones del FEMA 306 [52]. Adicionalmente, en este capítulo se determinan la relación entre el daño observado y los espesores de grieta, con los factores de reducción.

El capítulo 6 describe las técnicas y el procedimiento de rehabilitación de los seis muros de HA ensayados. Adicionalmente, el capítulo describe los ensayos realizados en los materiales utilizados, el esquema de ensayo de los muros, el protocolo de carga y la instrumentación utilizada en los ensayos de los muros rehabilitados.

El capítulo 7 describe los principales resultados de los ensayos de los seis muros rehabilitados. Para cada muro rehabilitado se describe el daño observado, la relación carga-desplazamiento, la carga axial aplicada, el desplazamiento y la rotación de la base, el desplazamiento corte, la rotación de la viga cabezal, el alargamiento del muro, el desplazamiento fuera del plano, la deformación unitaria del refuerzo, la relación momento-curvatura y la comparación entre el desplazamiento lateral del muro medido con el obtenido mediante fotogrametría.

El capítulo 8 contiene un análisis de los principales resultados de los seis muros rehabilitados. Este análisis se realiza comparando la respuesta de los muros originales con la respuesta de los muros rehabilitados. Específicamente se compara la relación carga-desplazamiento, la energía disipada, el amortiguamiento, la rigidez, la ductilidad y la degradación de resistencia.

Finalmente, el capítulo 9 presenta las principales conclusiones de esta tesis, tanto para los ensayos de capacidad residual como para los ensayos de rehabilitación. Adicionalmente este capítulo presenta recomendaciones para estudios futuros y proyectos de rehabilitación en muros de HA.

2 ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se resume el estado del arte acerca de capacidad sísmica residual y rehabilitación de muros de HA. El estado del arte de capacidad sísmica residual no incluye exclusivamente muros de HA porque estudios sobre vigas y columnas de HA aportan evidencia importante respecto a la capacidad sísmica residual de elementos de HA. El estado del arte sobre rehabilitación de muros de HA contiene una base de datos de ensayos de muros rehabilitados con diversas técnicas. De esta base de datos solo se describen aquellas técnicas semejantes a las utilizadas en esta investigación o aquellos ensayos en que el modo de comportamiento del muro original fue distinto al comportamiento del muro rehabilitado.

2.1 Capacidad sísmica residual

Varios documentos se han elaborado con recomendaciones para realizar evaluaciones de edificios después de terremotos [20], [38], [52]–[54]. El FEMA 306 (Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings FEMA) [52] de Estados Unidos y el JBDPA (Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation) [38] de Japón, son la base de documentos más recientes. Estos dos documentos tienen recomendaciones para estimar la capacidad sísmica de edificios con daño sísmico. Estos documentos sugieren evaluar la capacidad sísmica residual de elementos de HA con base en las grietas observadas después de un terremoto. Sin embargo, la limitada información disponible sobre capacidad sísmica residual en elementos de HA sugiere que el proceso de toma de decisiones con respecto a la reparación o demolición de un edificio dañado no ha tenido una base técnica [55]. Marder et al. [56], FEMA-440A [57] y un informe de Nueva Zelanda [7], reconocen la necesidad de realizar más ensayos en muestras idénticas para comprender mejor la naturaleza de la degradación cíclica de las propiedades estructurales de elementos de HA sometidos a carga sísmica. Por otro lado, Elwood et al. [3] se refieren a la necesidad de relacionar los anchos de las grietas residuales después del terremoto con la degradación de la rigidez en los elementos de HA. Finalmente, Marder et al. [56] sugieren mejorar el conocimiento de la relación entre el daño observado y la demanda de deformación que generó dicho daño durante un terremoto.

Las siguientes secciones presentan un resumen de las metodologías del FEMA 306 [52] y del JBDPA [38] para la determinación de la capacidad residual de elementos de HA. Adicionalmente, se presenta un resumen de la revisión de la literatura relacionada con la capacidad sísmica residual de elementos de HA.

2.1.1 FEMA

El FEMA 306 [52] tiene como objetivo evaluar el daño en estructuras de hormigón y mampostería post terremoto. Esto con el fin de caracterizar el daño observado en términos de pérdida en la capacidad de desempeño del edificio. FEMA 306 adopta una estrategia que modifica parámetros estructurales de elementos con daño sísmico. Los parámetros que se modifican, en función del daño observado, son la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación. Para modificar los parámetros estructurales se utilizan factores de reducción λ . Los factores λ corresponden a la relación entre la propiedad del elemento con daño y la propiedad del elemento sin daño. La Figura 2 - 1 muestra la relación entre la curva fuerza desplazamiento de un elemento estructural con daño y sin daño, y la definición de los factores λ . En esta figura, λ_K representa el factor de modificación de la rigidez, λ_Q el factor de modificación de la resistencia y λ_D el factor de modificación de la capacidad de deformación. Los factores λ dependen del sistema estructural, del tipo de elemento, del modo de falla, de la severidad del daño y del patrón de agrietamiento.

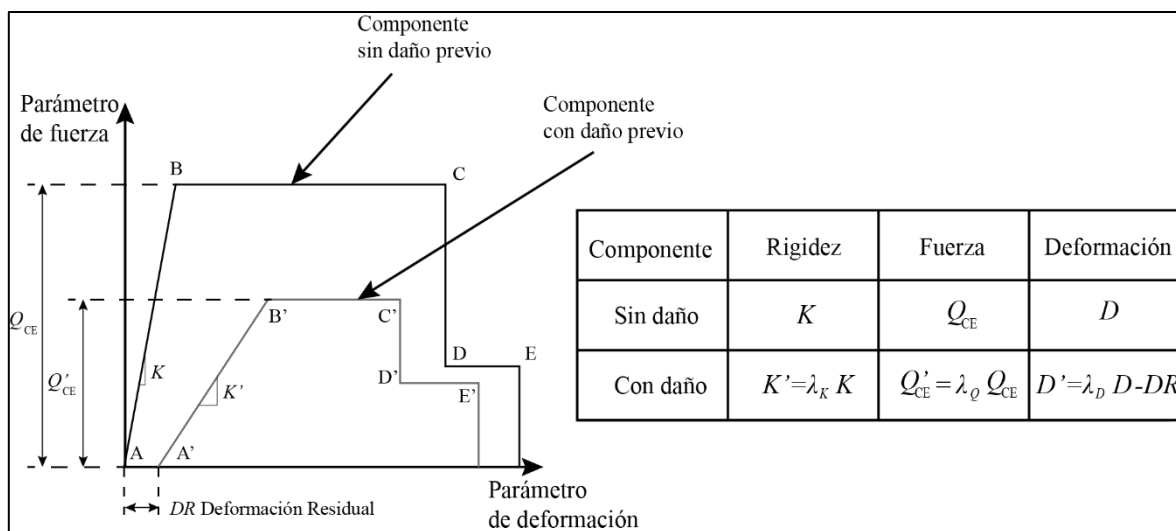


Figura 2 - 1. Definición de parámetros de capacidad residual según FEMA 306 [52].

La Figura 2 - 2 muestra un ejemplo de clasificación de un muro de HA dañado y sus correspondientes factores λ . El muro dañado corresponde, según la clasificación de FEMA 306, a un muro aislado de HA cuyo modo de comportamiento es Flexión/Tensión diagonal y cuyo nivel de severidad de daño es fuerte. En función de esta clasificación se asigna al muro los factores de modificación λ .

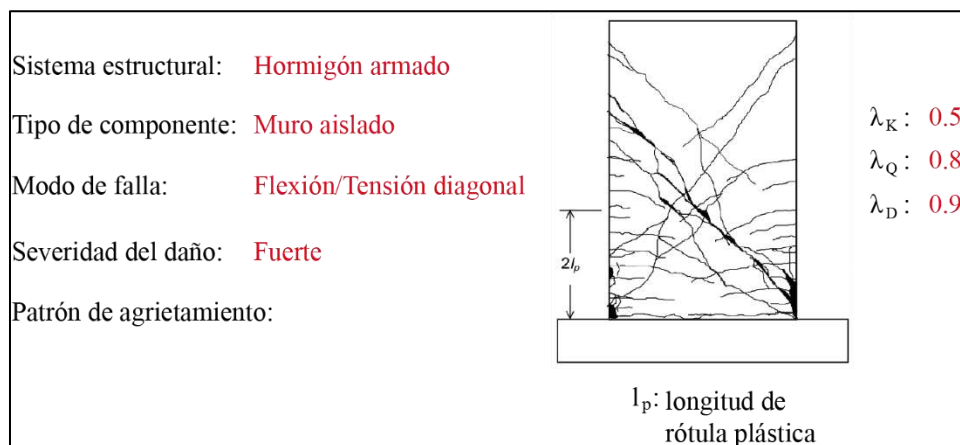


Figura 2 - 2. Ejemplo de clasificación y factores de modificación en muro de HA según FEMA 306 [52].

El documento FEMA 306 [52] indica que para la evaluación experimental de la capacidad sísmica residual de elementos estructurales se debe obtener de un mínimo de dos especímenes idénticos (en geometría y materiales). El primer espécimen representa el componente pre-evento (sin daño previo), mientras que el segundo espécimen representa el componente post-evento (con daño previo) porque este se ensaya después de generar un daño inicial. De estos especímenes idénticos se derivan los valores de λ a partir de las curvas carga-desplazamiento [58]. Sin embargo, a pesar de que la metodología experimental descrita en FEMA 306 requiere de un mínimo de dos especímenes idénticos para determinar los factores λ , los factores propuestos en FEMA 306 fueron obtenidos de ensayos individuales de elementos sin daño previo [1].

2.1.2 JBDPA

El JBDPA [38] es una guía que tiene recomendaciones para evaluar sísmicamente edificios de HA. Adicionalmente, esta guía tiene recomendaciones para evaluar y verificar rehabilitaciones sísmicas de edificios de HA de mediana y baja altura. La guía propone tres niveles para la evaluación. Se puede utilizar cualquiera de los tres niveles de evaluación de

acuerdo con el propósito de la evaluación y las características estructurales del edificio. El JBDPA propone una suma ponderada de la capacidad sísmica residual de los componentes estructurales individuales. La capacidad sísmica residual de cada elemento se determina mediante un factor de reducción η , definido a partir de la capacidad de disipación de energía residual de cada elemento [38]. La capacidad sísmica residual de la estructura se calcula como la suma ponderada de la capacidad residual de los elementos estructurales individuales. De manera semejante a FEMA 306, JBDPA propone valores de η en función del elemento estructural y del nivel de daño observado.

La Figura 2 - 3 muestra un diagrama conceptual que ilustra la curva de fuerza-desplazamiento lateral de un componente estructural y la definición del factor η . La figura muestra el caso en que se alcanza el desplazamiento máximo del punto A y el desplazamiento residual del punto B debido a un terremoto. Las áreas bajo la curva E_d y E_r corresponden a la energía disipada durante el terremoto y a la capacidad de disipación de energía residual después del terremoto, respectivamente. El factor η se define como la relación entre la capacidad de disipación de energía residual (E_r) y la capacidad de disipación de energía original ($E_t = E_d + E_r$).

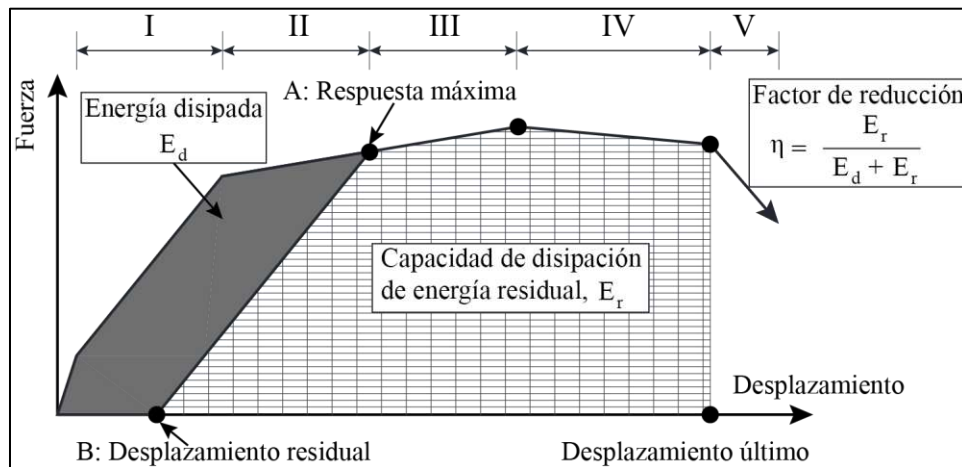


Figura 2 - 3. Diagrama conceptual del factor de reducción de la capacidad sísmica η .

2.1.3 Revisión bibliográfica

En esta sección se resumen estudios experimentales en los cuales se evalúa el comportamiento sísmico de elementos de HA con diferentes protocolos de carga. Adicionalmente se resume un estudio que relaciona el nivel de agrietamiento con la reducción de resistencia y rigidez de muros de HA, a partir de una base de datos de ensayos

experimentales. Estos estudios relacionan el daño observado y la influencia del protocolo de carga con la variación de propiedades estructurales. Por lo tanto, estos estudios se relacionan con la capacidad sísmica residual de elementos de HA.

Chung et al. [59] realizaron una campaña experimental para evaluar el comportamiento sísmico de columnas de HA previamente dañadas. Esta investigación consistió en la construcción y ensayo de ocho columnas circulares de HA de 600 mm de diámetro y 1500 mm de altura. El objetivo de esta investigación fue ensayar columnas de puentes de HA, y evaluar como el daño previo modificaba su capacidad sísmica residual. Las columnas se sometieron a un ALR de 10%. Los parámetros de las columnas que fueron analizados son: la cuantía de armadura de confinamiento, el traslape del acero longitudinal y el reforzamiento con FRP. De las ocho columnas, dos fueron consideradas como columnas de control y se ensayaron con un protocolo de carga cuasiestático cíclico. Las seis columnas restantes fueron ensayadas con dos protocolos distintos. El primer protocolo consistió en ensayos pseudo-dinámicos para generar daño inicial. Luego, las columnas fueron ensayadas con un protocolo de carga cuasiestático cíclico (Figura 2 - 4). Los resultados de los ensayos permitieron concluir que todas las columnas que fueron ensayadas bajo un protocolo de carga pseudo-dinámico se comportaron casi linealmente. Las columnas que tuvieron traslapes del acero longitudinal en las zonas de rótula plástica presentaron menor ductilidad de desplazamiento y de curvatura, comparado con las columnas que no tuvieron traslape en estas zonas. Finalmente, el reforzamiento con FRP aumentó considerablemente la resistencia y la ductilidad de las columnas reforzadas.

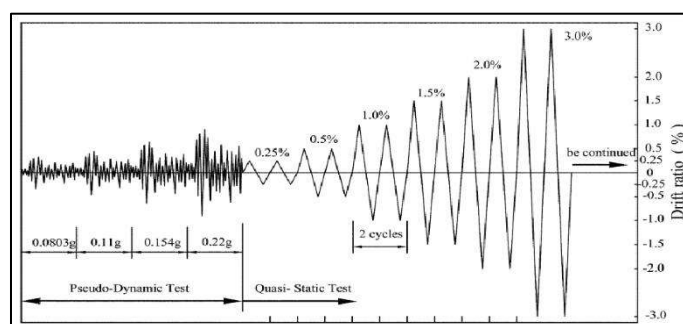


Figura 2 - 4. Ensayos realizados en columnas de HA para estimar la capacidad sísmica residual [59].

Marder et al. [33], [56] realizaron una campaña experimental para mejorar el conocimiento de la capacidad sísmica residual de rótulas plásticas en vigas de HA. Esta investigación

consistió en la construcción de 17 vigas de HA de 720 mm de altura y 320 mm de ancho. La campaña experimental incluía variaciones en el protocolo de carga, la tasa de carga y la restricción al alargamiento axial. Los objetivos de la investigación fueron: mejorar la comprensión de la capacidad sísmica residual de rótulas plásticas de vigas de HA sometidas a diferentes protocolos de carga, proveer datos para la modelación de la capacidad residual de rotulas plásticas en vigas de HA, evaluar la eficacia de los protocolos de carga cuasiestáticos cíclicos, investigar los efectos de la inyección en la capacidad sísmica residual de rotulas plásticas y determinar los efectos de la restricción en la elongación de vigas de HA. De las 17 vigas, una fue ensayada mediante un protocolo de carga monotónico y cinco fueron ensayadas mediante un protocolo de carga cuasiestático cíclico (Figura 2 - 5a). Las restantes once vigas fueron ensayadas mediante dos protocolos de carga. El primer protocolo de carga representaba la historia de desplazamientos que se esperaría durante un terremoto, mientras que el segundo protocolo fue uno cuasiestático cíclico hasta la falla (Figura 2 - 5b). Adicionalmente, tres vigas fueron reparadas mediante inyección de grietas con epóxico luego del primer protocolo de carga. Los resultados de los ensayos mostraron que todas las vigas, independientemente del protocolo de carga utilizado, exhibieron un comportamiento dúctil. Adicionalmente, las resistencias máximas de las vigas ensayadas mediante la historia de desplazamientos correspondían con las fuerzas de fluencia estimadas. Finalmente, la capacidad de deformación de todas las vigas se correlacionó con el alargamiento máximo de las mismas.

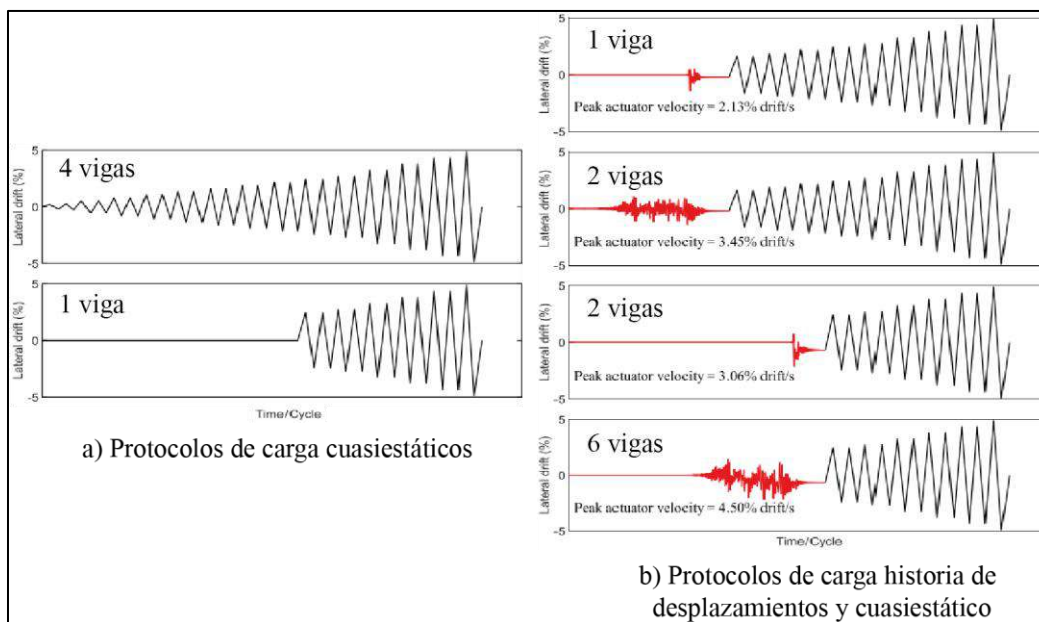


Figura 2 - 5. Protocolos de carga utilizados por Marder et al. [56].

Walsh et al. [23] ensayaron cuatro vigas de HA que fueron extraídas de un edificio dañado durante los terremotos de Canterbury (Torre Clarendon). El sistema estructural del edificio consistía en pórticos perimetrales de HA resistentes a momentos para proporcionar resistencia lateral, y dos marcos internos de HA para proporcionar resistencia a cargas gravitacionales (Figura 2 - 6). Los objetivos de la investigación fueron evaluar la capacidad sísmica residual de las vigas extraídas y proveer evidencia de rehabilitación en estructuras con daño sísmico. De las vigas extraídas, dos no se intervinieron y dos fueron rehabilitadas. Una de las vigas se rehabilitó mediante inyección de grietas con epóxico, y la otra fue rehabilitada con nuevo refuerzo y concreto de alta resistencia. Las cuatro vigas fueron ensayadas mediante un protocolo de carga cuasiestático cíclico hasta la falla. Los resultados de los ensayos mostraron que las vigas que no se rehabilitaron presentaron menor capacidad de deformación. Sin embargo, su resistencia y capacidad de deformación fueron suficientes para cumplir con las demandas sísmicas de diseño del edificio. Adicionalmente, las vigas rehabilitadas no mostraron una reducción en la capacidad de deformación y tuvieron una resistencia mayor a la de las vigas no rehabilitadas.

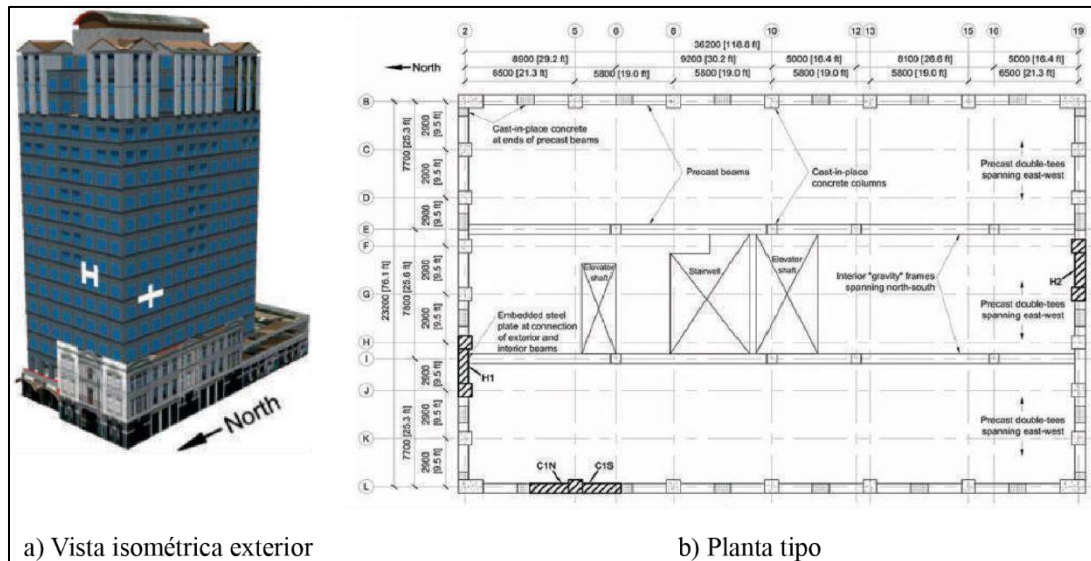


Figura 2 - 6. Isometría y planta del edificio Clarendon [23].

Chiu et al. [55] ensayaron seis columnas de HA para cuantificar la capacidad sísmica residual post terremoto. Las columnas de HA construidas tenían 400x400 mm de sección transversal y 1500 mm de altura. El objetivo de la investigación fue determinar factores de reducción de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía para columnas de HA con daño sísmico. Adicionalmente, la investigación propone un método que se puede utilizar para evaluar edificios de pórticos de HA con daño sísmico. Las columnas fueron ensayadas bajo un protocolo de carga cuasiestático cíclico y carga axial constante. Entre los resultados de la investigación se observó que los valores de capacidad de disipación de energía, obtenidos a partir de los ensayos, fueron similares o mayores que los sugeridos por el JBDPA. Finalmente, utilizando los factores de reducción obtenidos en este estudio, los autores evaluaron un edificio de HA con daño sísmico. La evaluación del edificio mostró una reducción aproximada de 12% y 25% en su resistencia y rigidez, respectivamente.

Alwashali et al. [1] ensayaron once muros cortos de HA (que representaban los muros de la planta nuclear Onagawa en Japón) para determinar el efecto del daño previo en el comportamiento sísmico de estos muros. Los once muros fueron construidos en tres grupos. El primer grupo consistió en cuatro muros idénticos, el segundo grupo en tres muros idénticos y el tercer grupo en cuatro muros idénticos. Los muros de los distintos grupos tenían diferente refuerzo horizontal distribuido en el alma del muro y diferente elemento de borde. Los muros se ensayaron mediante uno o dos protocolos de carga cuasiestática cíclica (Figura 2 - 7) y

una tensión axial constante de compresión de 0.5 MPa. En cada grupo, el primer muro correspondió al muro de control y se ensayó mediante un protocolo de carga sin daño previo. Los restantes muros de cada grupo se ensayaron con dos protocolos de carga (con un nivel de daño previo) para representar los primeros niveles de daño detallado por JBDPA [38]. El objetivo principal de la investigación fue evaluar la capacidad sísmica residual, según FEMA y JBDPA, de muros cortos de HA con bajo nivel de daño. Los autores concluyeron que niveles de daño bajo generaron una disminución significativa de la rigidez en los muros ensayados. Por lo tanto, los valores propuestos por FEMA para estimar la reducción de rigidez en muros cortos no son apropiados. Adicionalmente, los muros cortos con daño previo no presentaron una pérdida significativa de resistencia ni de deformación, y los valores propuestos por JBDPA para estimar la capacidad sísmica residual de muros son conservadores.

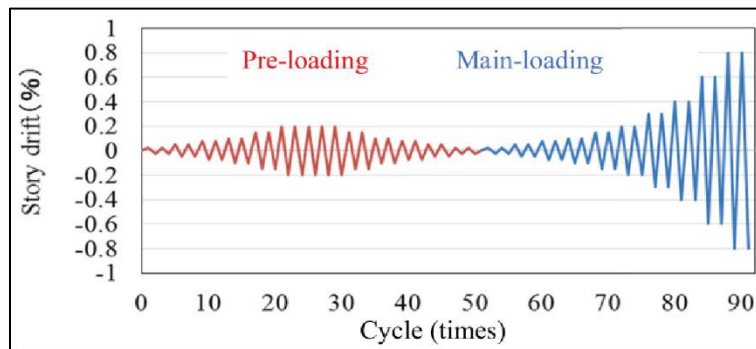


Figura 2 - 7. Ensayos realizados en muros cortos de HA para estimar la capacidad sísmica residual [1].

Madani y Dolatshahi [60] trabajaron con una extensa base de datos de imágenes de muros de HA de poca altura y con daño sísmico, para proponer un modelo que prediga el deterioro de la resistencia y la rigidez. Los autores recopilaron un conjunto de resultados de ensayos que incluyeron 236 imágenes de 72 muros de HA dañados en diferentes ciclos de carga (Figura 2 - 8). El conjunto de datos recopilados abarcó la resistencia a la compresión del hormigón, la tensión de fluencia de las barras de refuerzo, el detalle del refuerzo horizontal y vertical en el alma de los muros y la relación de carga axial. Los objetivos principales de la investigación fueron relacionar el patrón y ancho de las grietas con la resistencia y la rigidez de los muros de HA, y proponer un índice de daño que ayude a la evaluación post terremoto. Los autores concluyeron que las imágenes de muros ensayados pueden proporcionar una estimación

precisa del daño. Adicionalmente, el ancho de las grietas no pudo representar adecuadamente el nivel de daño que ha experimentaron los muros ensayados.

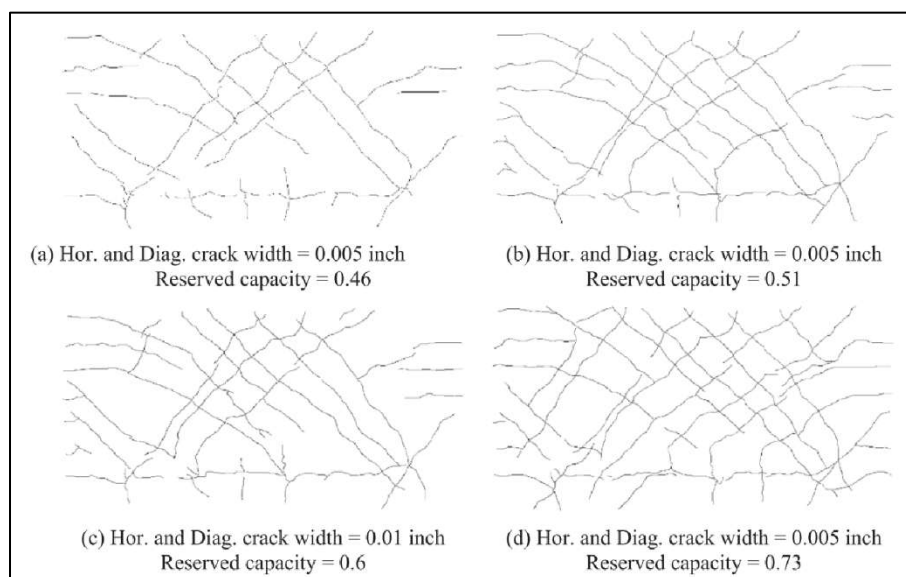


Figura 2 - 8. Imágenes del daño en ensayo de muro de HA [60].

Finalmente, Maeda et al. [61], en base a resultados experimentales de vigas de HA, validaron la capacidad sísmica residual y los niveles de daño propuestos por JBDPA [38]. Las cuatro vigas ensayadas en esta investigación tenían una sección transversal de 450x300 mm y 1800 mm de largo. Las vigas fueron diseñadas y ensayadas para que fallen por flexión. La investigación tenía como objetivo validar y calibrar los índices de capacidad sísmica residual propuestos por JBDPA, en base a resultados experimentales y al daño observado después del terremoto de Kobe de 1995. Entre los resultados de la investigación se determinó que los índices de capacidad sísmica residual obtenidos en esta campaña experimental fueron semejantes a los índices propuesto por JBDPA [32]. Adicionalmente, los autores recomiendan realizar más trabajos experimentales para mejorar la precisión de la evaluación de daños post terremoto, porque los datos disponibles relacionados con la capacidad sísmica residual son escasos.

2.2 Rehabilitación

Esta sección resume brevemente las técnicas de rehabilitación sugeridas por documentos existentes. Adicionalmente, se resume en una tabla una revisión bibliográfica de ensayos de

muros rehabilitados. Por último, se detallan los principales ensayos realizados en muros rehabilitados.

2.2.1 Técnicas de rehabilitación definidas en documentos

Los documentos FEMA 356 [62], ACI 369 [20] y ASCE 41-17 [54], establecen requisitos para la rehabilitación de componentes de HA que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas de edificios. Estos documentos proponen técnicas de rehabilitación que dependen de ciertos objetivos de rehabilitación. Los objetivos de rehabilitación determinan, en gran medida, el costo y la viabilidad de cualquier proyecto de rehabilitación. Adicionalmente, los objetivos de rehabilitación determinan los beneficios en términos de mejora de la seguridad, reducción de daños a la propiedad e interrupción del uso ante futuros terremotos [62]. Los objetivos de rehabilitación se dividen en: objetivos de seguridad básica, objetivos de rehabilitación mejorados y objetivos de rehabilitación limitados. Cada objetivo de rehabilitación está relacionado con niveles esperados de desempeño del edificio (operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso). Los objetivos de rehabilitación establecen que las técnicas de rehabilitación que se seleccionen:

- No resulten en una reducción en el nivel de desempeño del edificio existente
- No creen una nueva irregularidad estructural ni agraven una existente
- No resulten en un aumento de las fuerzas sísmicas en ningún componente que tenga capacidad deficiente para resistir estas fuerzas
- Conecten los elementos rehabilitados a la estructura existente de acuerdo con requisitos definidos en los documentos

Tanto FEMA 356 [62], ACI 369 [20] como ASCE 41-17 [54] proponen técnicas idénticas para la rehabilitación de muros, segmentos de muros y vigas de acople de HA. Estas técnicas son las siguientes:

- **Adición de elementos de borde.** La adición de elementos de borde puede ser una técnica eficaz para fortalecer muros o segmentos de muro de HA que tienen una resistencia a la flexión insuficiente. Estos pueden ser elementos de HA contruidos in situ o secciones de acero. En ambos casos se deben realizar conexiones adecuadas

entre el muro existente y los elementos agregados y se debe reevaluar la capacidad de corte del muro rehabilitado.

- **Adición de envolturas de confinamiento en los bordes del muro.** Aumentar el confinamiento en los bordes de un muro de HA mediante la adición de una camisa de acero o de HA, o mediante una envoltura con FRP, puede ser una medida eficaz para mejorar la capacidad de deformación por flexión del muro. Esta envoltura no debe ser continua de un piso a otro a menos que la envoltura también se utilice para aumentar la capacidad de flexión. El espesor mínimo de una envoltura de HA debe ser de tres pulgadas (8 cm aproximadamente).
- **Reducción de la resistencia a la flexión.** La reducción de la capacidad de flexión de un muro de HA para cambiar el modo de falla que gobierna de cortante a flexión puede ser una medida de rehabilitación eficaz. Puede lograrse cortando con sierra un número específico de barras longitudinales cerca de los bordes del muro de HA.
- **Incremento de la resistencia al corte del muro.** Aumentar la resistencia al corte del alma de un muro de HA mediante el incremento de la sección transversal puede ser una medida de rehabilitación eficaz. El hormigón nuevo debe tener al menos cuatro pulgadas (10 cm aproximadamente) de espesor y debe contener refuerzo horizontal y vertical. El nuevo hormigón debe estar correctamente adherido al alma existente del muro de HA. También se permite el uso de láminas de FRP, pegadas a la superficie del alma del muro con epoxi, para aumentar la capacidad de corte del muro.

A pesar de la información experimental existente acerca de rehabilitación de muros de HA, el comportamiento sísmico de muros rehabilitados con técnicas semejantes a las descritas anteriormente no está respaldado con una base experimental que garanticen el comportamiento deseado. Existen dudas sobre el comportamiento y el modo de falla de muros de HA rehabilitados. Adicionalmente, el comportamiento de muros de HA rehabilitados influyen en el desempeño y modo de falla de todo un edificio [20], [62].

2.2.2 Revisión bibliográfica

Fiorato et al.[63], Pinho [45], Taghdi et al. [64], Haroun et al. [65], Vecchio et al. [66], y otros [45], [46], [69]–[74], [47], [49], [63]–[68], llevaron a cabo una serie de ensayos en

muros de HA rehabilitados para investigar el comportamiento y la eficiencia de las técnicas de rehabilitación utilizadas. Las principales variables analizadas y los resultados de estos estudios se resumen en la Tabla 2 - 1. La tabla resume los autores de cada investigación, el nombre de cada muro, la relación M/Vl_w (donde M es el momento en la base del muro, V la fuerza cortante y l_w la longitud del muro), el tipo de carga (C: cuasiestático cíclico, D: dinámico), la relación entre la resistencia máxima antes (R_i) y después de la rehabilitación (R_r), y el modo de falla de cada muro rehabilitado. A continuación, se describen siete estudios de esta tabla. Estos estudios se seleccionaron porque utilizaron técnicas de rehabilitación similares a la utilizada en esta tesis o porque los muros originales mostraron modos de comportamiento distintos al de los muros rehabilitados.

Tabla 2 - 1. Resumen de ensayos en muros de HA rehabilitados

Autores	Nombre del muro	M/Vl_w	Tipo de carga	R_r/R_i	Modo de falla
Fiorato et al.	B5R	2.45	C	0.98	Compresión diagonal
	B9R	2.45	C	1.00	Compresión diagonal
	B11R	2.45	C	1.05	Compresión diagonal
Pinho	SW4	2.875	D	0.95	Aplastamiento del concreto y pandeo de refuerzo en la base
	SW5	2.875	D	1.16	Grietas horizontales y diagonales, aplastamiento del hormigón
	SW6	2.875	D	0.91	Grandes grietas en la parte inferior y pérdida de recubrimiento
	SW7	2.875	D	1.24	Grandes grietas entre placas de acero
	SW8	2.875	D	1.14	Grieta en la base, pérdida de recubrimiento entre las placas de acero y de pandeo de refuerzo
	SW1R	2.875	D	1.88	El daño se concentró en la parte baja del muro
	SW3R	2.875	D	1.05	Pandeo del refuerzo en la base
	SW6R	2.875	D	1.00	Falla tipo balanceo y deslizamiento
Taghdi et al.	Wall 11R	1.13	C	1.57	Falla debido a cortante por deslizamiento
	Wall 11R	1.13	C	2.92	Falla debido a la deformación excesiva de las placas de acero
Haroun et al.	LU	1.42	C	1.17	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo en la base del muro
	LP	1.42	C	1.25	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo en la base del muro
	LN	1.42	C	1.03	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo en la base del muro
	HU	1.42	C	1.05	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo en la base del muro
	HP	1.42	C	1.27	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo en la base del muro
	HN	1.42	C	1.38	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo en la región más alta y no confinada del muro
Vecchio et al.	DP1R	0.76	C	0.92	Falla por deslizamiento en la base del muro
	DP2R	0.76	C	1.78	Compresión diagonal y deslizamiento en la base del muro

Konstantinos et al.	LSW1	1.00	C	1.24	Falla del anclaje del FRP y desprendimiento de la placa de acero
	LSW2	1.00	C	1.05	Falla por fractura del FRP
	LSW3	1.00	C	0.94	Falla de anclaje en la placa de acero
	LSW4	1.00	C	1.06	Falla de anclaje en el FRP
	LSW5	1.00	C	0.96	Falla de anclaje en el FRP
Paterson et al.	W1R	2.71	C	1.53	Aplastamiento del hormigón por encima del incremento de espesor
	W2R	2.71	C	1.07	Fallo por fractura del refuerzo longitudinal
Marini y Meda	Without name	4.00	C	-	Flexo compresión en los bordes
Li y Lim	RLW2	1.125	C	1.11	Falla por flexión en los bordes y deslizamiento a lo largo de la base del muro
	RLW3	1.125	C	1.01	Falla por flexión en los bordes y deslizamiento a lo largo de la base del muro
	RMW1	1.75	C	1.12	Falla por flexión en los bordes y deslizamiento a lo largo de la base del muro
	RMW2	1.75	C	1.18	Falla por flexión en los bordes y deslizamiento a lo largo de la base del muro
Altin et al.	Espécimen no.2	1.65	C	1.66	Pandeo en bordes inferiores
	Espécimen no.3	1.65	C	1.63	Falla por corte en la base
	Espécimen no.4	1.65	C	1.66	Aplastamiento del hormigón y pandeo en placas verticales
Christidis et al.	W10-SS	2.00	C	1.20	Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo
	W12-SS	2.00	C	1.12	Tensión diagonal
	W14-SS	2.00	C	1.08	Falla tipo balanceo
	W15-SS	2.00	C	1.18	Falla tipo balanceo
Zhang et al.	LWR1	3.583	C	0.95	Falla de anclaje de FRP
	LWR2	2.815	C	1.19	Falla de anclaje de FRP
	TWR1	2.815	C	1.11	Rotura de la fibra horizontal del alma del muro
	TWR2	2.815	C	0.98	Rotura de la fibra horizontal del alma del muro
Shen et al.	SHW1	1.75	C	1.10	Flexo compresión en los bordes
	SHW2	1.75	C	1.15	Flexo compresión en los bordes
	SHW3	1.75	C	1.24	Flexo compresión en los bordes
	SHW4	1.75	C	1.13	Flexo compresión en los bordes
	SHW5	1.75	C	1.27	Flexo compresión en los bordes
Motter et al.	M5-R	2.13	C	1.02	Falla por compresión
	M6-R	2.13	C	1.05	Flexo compresión en los bordes
Yuniarsyah et al.	NSW2A	1.00	C	1.16	Falló por flexo-compresión
	NSW2B	1.00	C	1.17	Falló por flexo-compresión
Qazi et al.	SR4	0.90	C	1.24	Grieta diagonal en el muro y deslizamiento de anclaje
	SR6	0.90	C	1.30	Grieta diagonal en el muro y rotura de FRP

Fiorato et al. [63] ensayaron tres muros originales de HA con elementos de borde (B5, B9 y B11), los cuales fueron posteriormente rehabilitados en su alma. Los tres muros originales

(B5, B9 y B11) tenían 1906 mm de longitud, 4570 mm de altura, 102 mm de espesor en el alma y elementos de borde de 305x305 mm. La relación M/Vl_w de los tres muros fue 2.45. Los muros originales se detallaron con una cuantía de refuerzo longitudinal de borde de $\rho_b = 3.67 \%$ y con una cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal de $\rho_l = 0.63 \%$ y $\rho_t = 0.29 \%$, respectivamente. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros originales varió entre 44.1 y 53.8 MPa. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros originales varió entre 444.0 y 435.8 MPa. Los muros originales fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico y solo el muro B5 se ensayó con una relación de carga axial (ALR) de 8.53%. Los muros originales presentaron un modo de comportamiento de compresión diagonal [52] y el daño principal consistió en aplastamiento del hormigón en la parte inferior del alma y grietas diagonales en el alma de estos muros. Los elementos de borde no sufrieron daño significativo. Los muros rehabilitados fueron nombrados como B5R, B9R y B11R. El muro B5R corresponde a la rehabilitación del muro original B5, el cual fue rehabilitado sustituyendo el hormigón del alma y manteniendo el espesor del muro original. El muro B9R corresponde a la rehabilitación del muro original B9, el cual fue rehabilitado sustituyendo el hormigón del alma e incrementado el espesor del alma del muro original sin incrementar el refuerzo en esta zona. Por lo tanto, la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal del muro rehabilitado se redujo a $\rho_l = 0.63 \%$ y $\rho_t = 0.29 \%$, respectivamente. El muro B11R corresponde a la rehabilitación del muro original B11, el cual fue rehabilitado sustituyendo el hormigón del alma, colocando nuevo refuerzo diagonal en el alma y manteniendo el espesor del muro original (Figura 2 - 9). La resistencia a la compresión del hormigón de los muros rehabilitados estuvo entre 42.6 y 51.8 MPa, mientras que la tensión de fluencia del acero que se utilizó en los muros rehabilitados fue idéntica a la de los muros originales (entre 444.0 y 435.8 MPa). El objetivo de las rehabilitaciones fue evaluar si las técnicas de rehabilitación eran capaces de mejorar la resistencia y la capacidad de deformación de los muros rehabilitados con respecto a los muros originales. Los muros rehabilitados fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico distinto al de los muros originales y solo el muro B5R se ensayó con un ALR de 5.98%. Los muros rehabilitados presentaron un modo de comportamiento de Compresión Diagonal [52] (Tabla 2 - 1). El daño principal en los muros rehabilitados consistió en grietas diagonales en el alma y aplastamiento del hormigón en la parte inferior

del alma. De este estudio los autores concluyeron que el reemplazo del hormigón dañado en el alma de muros estructurales es un procedimiento de rehabilitación simple y efectivo y que la resistencia máxima de los muros rehabilitados fue similar o mayor la de los muros originales. Adicionalmente, los autores concluyeron que la rigidez inicial de los muros rehabilitados fue aproximadamente el 50% de la de los muros originales, que el muro que se rehabilitó con incremento de espesor de alma mostró incremento en la capacidad de deformación y que el muro rehabilitado con refuerzo diagonal (B11R) redujo la distorsión por corte e incrementó la capacidad de deformación.

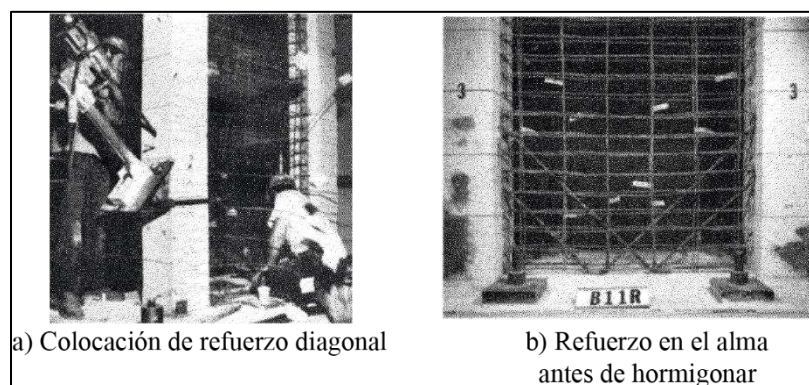


Figura 2 - 9. Rehabilitaciones realizadas por Fiorato et al. [63].

Pinho [45] ensayó once muros rectangulares de HA en una mesa vibradora, de los cuales ocho fueron rehabilitados. Dentro de los muros rehabilitados, cinco no tenían daño previo (SW4, SW5, SW6, SW7 y SW8) y tres tenían daño previo (SW1R, SW3R y SW6R). Los muros tenían 800 mm de longitud, 2150 mm de altura, y 120 mm de espesor. La relación M/Vl_w de todos los muros fue de 2.875. Los muros se detallaron con una cuantía de refuerzo longitudinal de borde de $\rho_b = 0.21 \%$ y con una cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal de $\rho_l = \rho_t = 0.39 \%$. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros varió entre 21.6 y 33.5 MPa, mientras que la tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros varió entre 473 y 554 MPa. Los muros fueron rehabilitados con diferentes técnicas con el objetivo de determinar la efectividad de cada una. El muro SW1R fue rehabilitado con un encamisado de HA, lo cual incrementó su espesor. Los muros SW3R y SW6R fueron rehabilitados con placas de acero en los bordes e inyección epóxica de grietas (Figura 2 - 10a). Las placas de acero se usaron en toda la altura del muro. Las técnicas de rehabilitación utilizadas en SW1R, SW3R y SW6R, tenían como

objetivo recuperar la rigidez inicial. El muro SW4 fue rehabilitado con placas de acero adheridas externamente, similar a SW3R y SW6R, con el objetivo aumentar la rigidez del muro. El muro SW5 fue rehabilitado con barras de refuerzo externas no adheridas en los bordes del muro (Figura 2 - 10d), con el objetivo aumentar la resistencia del muro. El muro SW6 fue rehabilitado con placas de acero de confinamiento externo en la zona inferior de los bordes del muro (Figura 2 - 10b), con el objetivo de aumentar la ductilidad del muro. El muro SW7 fue rehabilitado con barras de refuerzo externas no adheridas y placas de acero de confinamiento externo, con el objetivo de aumentar la resistencia y la ductilidad del muro. Finalmente, el muro SW8 fue rehabilitado con placas de acero adheridas externamente y placas de acero de confinamiento externo, con el objetivo aumentar la rigidez y la ductilidad del muro. Los modos de comportamiento de cada muro rehabilitado se resumen en la Tabla 2 - 1. Las principales conclusiones de este estudio son: la técnica de rehabilitación mediante encamisado de HA aumentó la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación del muro rehabilitado; la inyección epóxica no logró recuperar la rigidez inicial; las placas adheridas externamente recuperaron mayor rigidez que la inyección epóxica; la técnica de rehabilitación utilizada para el incremento de resistencia depende de la tensión de fluencia de las barras no adheridas y del brazo de palanca entre estas; y que la técnica utilizada para el incremento de ductilidad depende del espacio y de la altura entre las placas de acero.

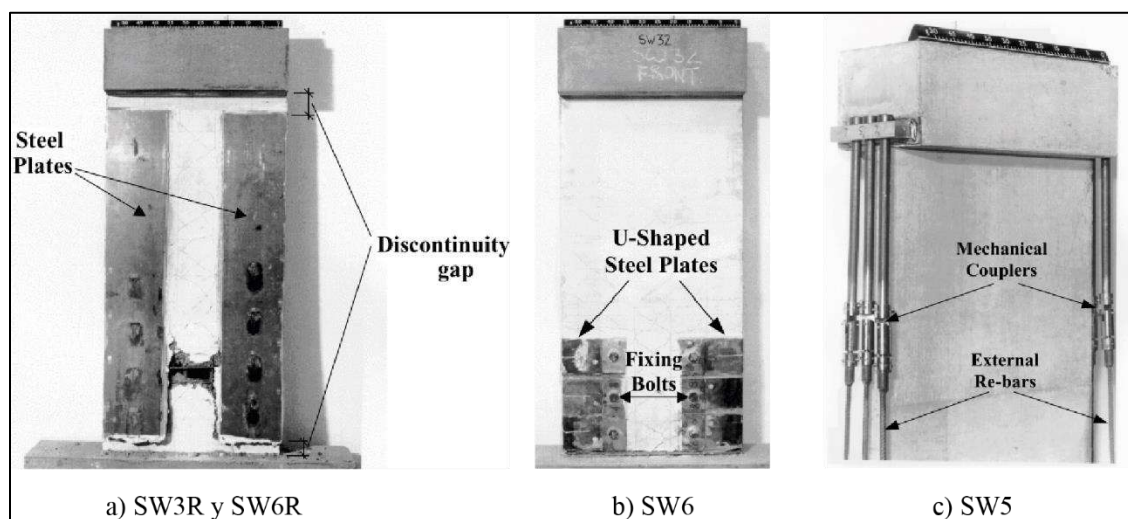


Figura 2 - 10. Rehabilitaciones realizadas por Pinho [45].

Taghdi et al. [64] rehabilitaron y ensayaron dos muros rectangulares de HA. Los muros rehabilitados fueron nombrados como W11RP y W11R. El muro W11RP tenía daño sísmico

previo y el muro W11R no tenía daño previo. El muro W11 corresponde al muro original antes de la rehabilitación denominada como W11RP. Los muros tenían 1800 mm de longitud, 1800 mm de altura y 100 mm de espesor. La relación M/Vl_w de todos los muros fue de 1.13. Los muros se detallaron con una cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal de $\rho_l = 0.20\%$ y $\rho_t = 0.20\%$, respectivamente. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros fue de 29 MPa. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros originales varió entre 400 y 642 MPa. Los muros fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico y con un ALR de 1.92%. El comportamiento del muro original W11 estuvo controlado por el balanceo. Este muro fue rehabilitado (nombrado como W11RP) mediante la colocación de dos pares de perfiles metálicos verticales en los bordes del muro (Figura 2 - 11b). El muro W11R fue rehabilitado con la colocación de dos pares de perfiles metálicos verticales en los bordes (similar a W11PR) y dos pares de perfiles inclinados en las caras del muro (Figura 2 - 11a). El objetivo de estas rehabilitaciones fueron mostrar los problemas de elevar la resistencia a la flexión por encima de la resistencia al corte en muros de HA. Los modos de comportamiento de cada muro rehabilitado se resumen en la Tabla 2 - 1. Taghdi et al. concluyeron que los muros rehabilitados (W11RP y W11R) mostraron un incremento en la resistencia máxima, en la capacidad de deformación y en la energía disipada, en comparación con el muro W11. Adicionalmente, la técnica de rehabilitación con placas de acero diagonales evitó el modo de comportamiento tipo balanceo.

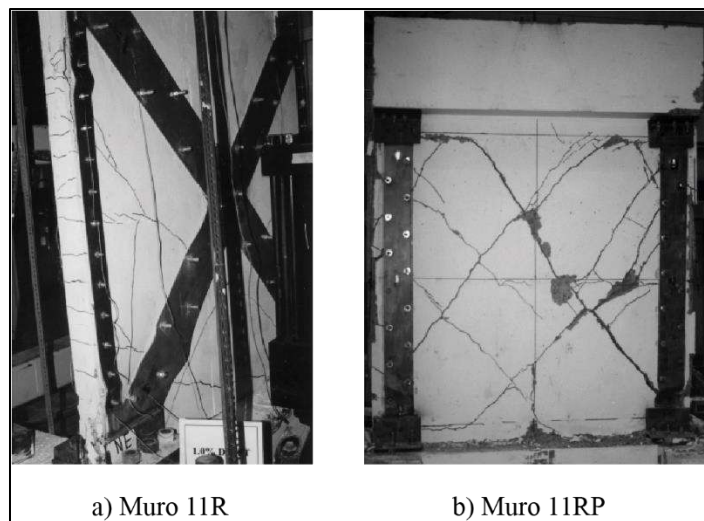


Figura 2 - 11. Rehabilitaciones realizadas por Taghdi et al. [64].

Haroun et al. [65] ensayaron seis muros rectangulares de HA, los cuales fueron posteriormente rehabilitados. Los muros originales (LU, LP, LN, HU, HP y HN) fueron nombrados igual que los muros rehabilitados. Los muros originales tenían 2438 mm de longitud, 3226 mm de altura y 254 mm de espesor. La relación M/Vl_w de todos los muros fue de 1.42. Los seis muros originales se dividieron en dos grupos. Un grupo tenía una cuantía de refuerzo distribuido vertical de $\rho_l = 1.3 \%$ (LU, LP, LN), mientras que el otro grupo tenía una cuantía de refuerzo distribuido vertical de $\rho_l = 2.3\%$ (HU, HP, HN). Los dos grupos se detallaron con la misma cuantía de refuerzo distribuido horizontal de $\rho_t = 0.27 \%$. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros originales varió entre 27.58 y 33.65 MPa. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros originales varió entre 413.69 y 620.53 MPa. Los muros fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico y un ALR que estuvo entre 4.75% y 5.86%, a excepción del muro LN el cual se ensayó sin carga axial. El principal daño observado en los muros originales consistió en pérdida de recubrimiento, pandeo de refuerzo vertical y apertura del refuerzo horizontal en la base de los muros. Todos los muros fueron rehabilitados con la misma técnica, que incluyó la demolición de una altura de hormigón de 635 mm y la adición de refuerzo horizontal colocado al exterior del refuerzo vertical. Adicionalmente, en todos los muros a excepción del muro HN, se colocaron trabas transversales con ganchos de 90° y 135° para amarrar el refuerzo horizontal (Figura 2 - 12a). Para el muro HN se colocó refuerzo transversal con cabeza en T (Figura 2 - 12b). Las rehabilitaciones de todos los muros incrementaron el espesor de los muros en la zona rehabilitada de 254 mm a 305 mm. El f'_c utilizado en las rehabilitaciones de algunos muros fue menor al f'_c utilizado en los muros originales. El objetivo de estas rehabilitaciones fue comparar la resistencia, rigidez, ductilidad y desempeño del refuerzo transversal colocado en la zona rehabilitada con respecto a los muros originales. Los modos de comportamiento de los seis muros rehabilitados se resumen en la Tabla 2 - 1. Haroun et al. concluyeron que los muros rehabilitados mostraron igual o mayor resistencia máxima que los muros originales. Adicionalmente, la ductilidad de todos los muros rehabilitados fue similar a la de los muros originales, y solo el muro rehabilitado con ganchos transversales con cabeza mostró un incremento de su rigidez con respecto al muro original. Finalmente, los autores concluyeron que el muro rehabilitado con

refuerzo transversal con cabeza en T (HN) tuvo un mejor comportamiento que los muros rehabilitados con trabas transversales con ganchos de 90° y 135° .

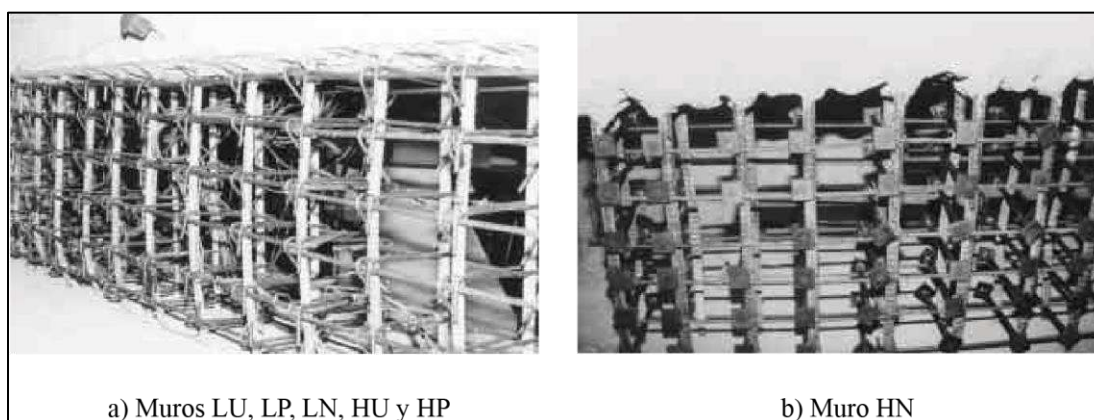


Figura 2 - 12. Rehabilitaciones realizadas por Haroun et al. [65].

Vecchio et al. [66] ensayaron dos muros de HA de ala ancha (sección transversal H), los cuales fueron posteriormente rehabilitados. Los muros originales se nombraron como DP1 y DP2, mientras que los muros rehabilitados como DP1R y DP2R. Los muros originales tenían el alma de 2885 mm de longitud y 75 mm de espesor, mientras que las alas tenían 3045 mm de longitud, 95 y 100 mm de espesor para DP1/DP1R y DP2/DP2R, respectivamente. La relación M/Vl_w para todos los muros fue de 0.76. Los muros originales se detallaron en el alma con una cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal de $\rho_l = 0.79\%$ y $\rho_t = 0.73\%$, respectivamente. En el ala los muros se detallaron con una cuantía de refuerzo distribuido vertical de $\rho_l = 0.63\%$ y 0.59% para DP1 y DP2 respectivamente, y con una cuantía de refuerzo distribuido horizontal de $\rho_t = 0.58\%$ y 0.55% para DP1 y DP2, respectivamente. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros originales fue de 21.7 y 18.8 MPa, para DP1 y DP2, respectivamente. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros originales fue de 605 MPa. Los muros originales fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico, y con un ALR de 6.96% para el muro DP1 y sin carga axial para el muro DP2. El principal daño observado en el muro DP1 fue aplastamiento severo y generalizado del hormigón del alma, con pérdida de recubrimiento, pandeo de refuerzo vertical y apertura del refuerzo horizontal. El principal daño observado en el muro DP2 fue deslizamiento por fricción horizontal en la parte superior del muro. El muro DP2 también sufrió daños extensos en otras partes, principalmente en la región de la esquina del alma. Los dos muros dañados fueron rehabilitados con la misma

técnica. La rehabilitación consistió en el reemplazo total del hormigón del alma, asegurándose que los refuerzos verticales y horizontales se conservaran sin daño. Adicionalmente, en los dos muros se utilizó mortero (grout) de alta resistencia para los 180 mm superiores del alma (Figura 2 - 13a). Adicionalmente en el muro DP2R se reemplazó el hormigón de las alas en un ancho de 750 mm en la unión entre el alma y las alas (Figura 2 - 13b). El f'_c del hormigón utilizado en las rehabilitaciones fue aproximadamente el doble del utilizado en los muros originales. El objetivo de estas rehabilitaciones fueron mostrar que se puede restaurar la resistencia, la rigidez y la disipación de energía de un muro gravemente dañado. Los modos de comportamiento de cada muro rehabilitado se presentan en la Tabla 2 - 1. Vecchio et al. concluyeron que los muros rehabilitados mostraron que se pudo restaurar casi completamente la resistencia, la rigidez posterior al agrietamiento, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía. Finalmente, los ensayos mostraron evidencia de debilidad entre la zona rehabilitada y la original.

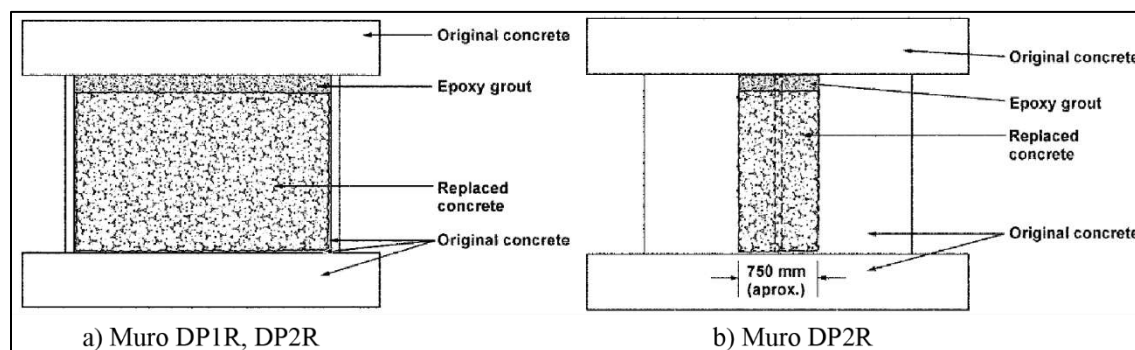


Figura 2 - 13. Rehabilitaciones realizadas por Vecchio et al. [66].

Paterson et al. [46] rehabilitaron dos muros rectangulares de HA que fueron previamente ensayados. Los muros originales se nombraron como W1 y W2, mientras que los muros rehabilitados como W1R y W2R. Los muros originales tenían 1200 mm de ancho y 300 mm de espesor. La altura de los muros W1 y W2 fue de 3400 y 3900 mm, respectivamente. La relación M/Vl_w fue de 2.71 y 3.13, para el muro W1 y W2 respectivamente. Los muros originales se detallaron con una cuantía de refuerzo longitudinal de borde de $\rho_b = 0.27\%$ y con una cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal de $\rho_l = 0.38\%$ y $\rho_t = 0.22\%$, respectivamente. Los muros originales tenían la característica de que el refuerzo longitudinal de borde estaba traslapado. Para el muro W1 el traslape se realizó en una longitud de 900 mm, medida desde la base del muro. Para el muro W2 el traslape también se realizó en una

longitud de 900 mm, pero medida desde una altura de 600 mm desde la base del muro. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros originales fue de 25.9 y 33.4 MPa, para W1 y W2 respectivamente. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros originales varió entre 320 y 453 MPa. Los muros fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico sin carga axial. El principal daño observado en W1 correspondió a grietas verticales en los bordes, y grietas horizontales y diagonales en las caras del muro. La falla del muro se atribuyó al deslizamiento del refuerzo longitudinal de borde traslapado, luego de la fluencia. El principal daño observado en W2 incluyó grietas verticales, horizontales y diagonales en las caras del muro. Adicionalmente, se observó pérdida de recubrimiento en la zona de traslape del refuerzo longitudinal de borde. La falla del muro W2 también se atribuyó al deslizamiento del refuerzo longitudinal de borde traslapado. Los dos muros fueron rehabilitados con técnicas distintas, y en los dos casos se reemplazó completamente del hormigón en la zona con mayor daño. En el muro W1R se colocó un collar de HA (anclado con barras con cabeza a la sección original) en una altura de 900 mm desde la base del muro. El refuerzo vertical del collar fue anclado a la base del muro con epóxico. Adicionalmente, en la zona superior al collar del muro WR1 se colocaron envolturas de FRP (ancladas con barras con cabeza a la sección original) espaciadas para incrementar la resistencia al corte (Figura 2 - 14a). En el muro W2R se colocó una envoltura de FRP (anclada con barras con cabeza a la sección original) sobre el hormigón remplazado en hasta una altura de 1660 mm medida desde la base del muro. Sobre esta altura se colocaron dos envolturas de FRP espaciadas para incrementar la resistencia al corte (Figura 2 - 14b). El objetivo de las rehabilitaciones realizadas fue mejorar la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de los muros. Los modos de comportamiento de cada muro rehabilitado se presentan en la Tabla 2 - 1. Paterson et al. concluyeron que los muros rehabilitados mostraron mayor resistencia máxima, ductilidad y capacidad de disipación de energía que los muros originales.

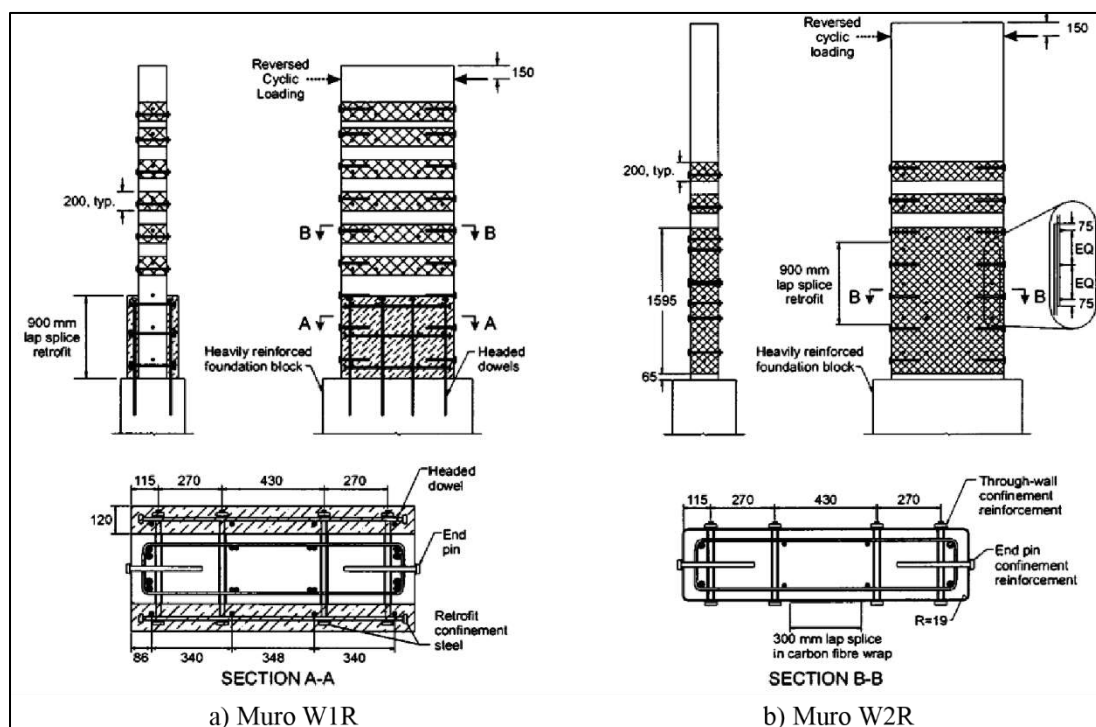


Figura 2 - 14. Rehabilitaciones realizadas por Paterson et al. [46].

Christidis et al. [47] rehabilitaron y ensayaron cuatro muros de HA con diferentes disposiciones de perfiles metálicos. Adicional a los cuatro muros rehabilitados, el estudio incluyó un muro sin rehabilitar que se utilizó como muro de control. El muro de control se nombró como W13 y los muros rehabilitados se nombraron como W10-SS, W12-SS, W14-SS y W15-SS. Los muros tenían 750 mm de ancho, 125 mm de espesor y 1400 mm de altura. La relación M/Vl_w de todos los muros fue de 2.0. Los muros se detallaron con una cuantía de refuerzo distribuido vertical de $\rho_l = 1.05 \%$ y con una cuantía de refuerzo distribuido horizontal de $\rho_t = 0.11 \%$, a excepción del muro W10-SS que tenía una cuantía de refuerzo distribuido horizontal de $\rho_t = 0.20 \%$. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros varió entre 25.37 y 31.12 MPa. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros varió entre 568 y 580 MPa. El muro W10-SS fue rehabilitado con una disposición de perfiles metálicos horizontales en toda la altura del muro y sin perfiles angulares en sus esquinas (Figura 2 - 15a). El muro W12-SS fue rehabilitado con perfiles metálicos horizontales y angulares en las esquinas del muro en una altura de 370 mm (Figura 2 - 15b). El muro W14-SS fue rehabilitado con una disposición de perfiles semejante a la del muro W10-SS, además se incluyó perfiles angulares en sus

esquinas (Figura 2 - 15c). El muro W15-SS fue rehabilitado con perfiles metálicos horizontales y angulares en las esquinas del muro en una altura de 380 mm. Adicionalmente, en el muro W15-SS se colocaron cuatro perfiles angulares en forma de X, dos en cada cara del muro (Figura 2 - 15d). En todos los muros, los perfiles metálicos se colocaron con pernos de anclaje. El objetivo de las rehabilitaciones fue evaluar el comportamiento de muros de HA rehabilitados con diferentes disposiciones de perfiles metálicos. Los modos de comportamiento de cada muro rehabilitado se resumen en la Tabla 2 - 1. Estos modos de comportamiento fueron distintos al del muro de control (pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo). Christidis et al. concluyeron que los muros rehabilitados aumentaron la resistencia máxima, la ductilidad y la rigidez con respecto al muro de control.

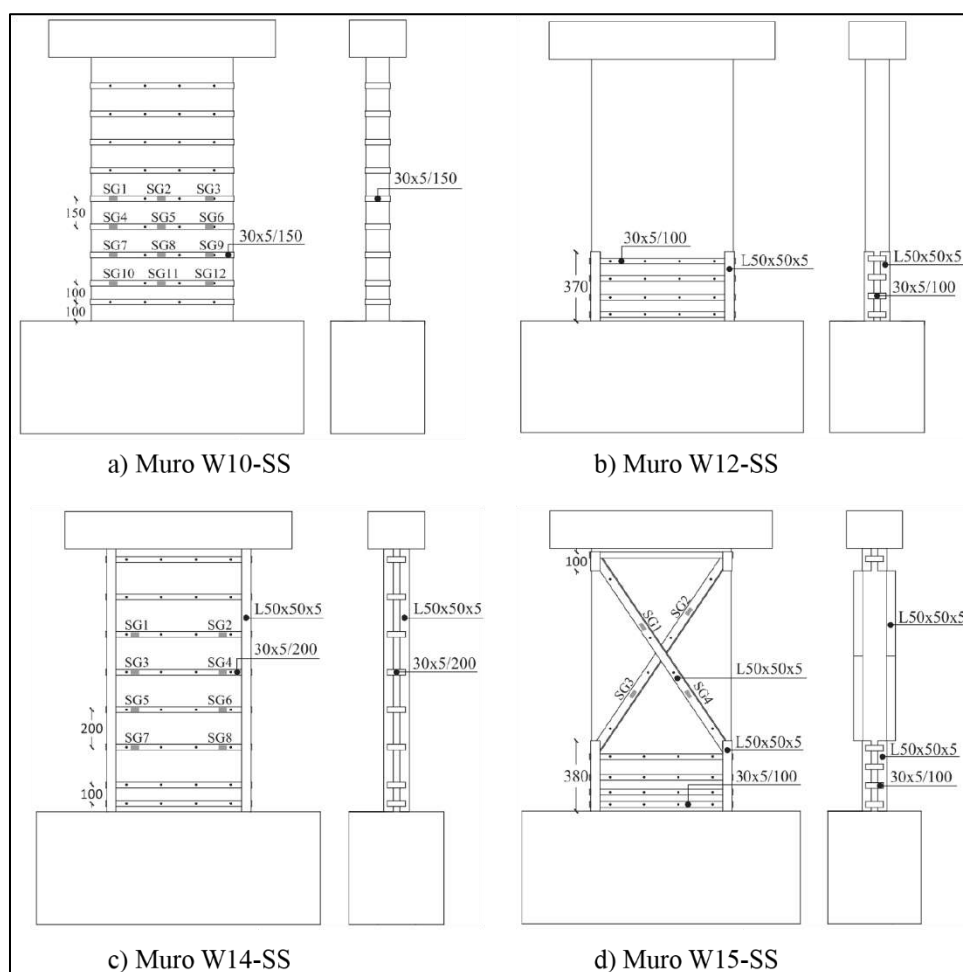


Figura 2 - 15. Rehabilitaciones realizadas por Christidis et al. [47].

Motter et al. [49] ensayaron dos muros rectangulares de HA, los cuales fueron posteriormente rehabilitados. Los muros originales se nombraron como M5 y M6, mientras que los

rehabilitados M5-R y M6-R. Los muros originales tenían 1400 mm de ancho, 150 mm de espesor y 2800 mm de altura. La relación M/Vl_w para todos los muros fue de 2.125. Los muros originales se detallaron con una cuantía de refuerzo de borde de $\rho_b = 1.10 \%$ y una cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal de $\rho_l = 0.50 \%$ y $\rho_t = 0.25 \%$, respectivamente. La resistencia promedio del hormigón (f'_c) que se utilizó en los muros originales fue de 31.2 y 29.0 MPa para M5 y M6, respectivamente. La tensión de fluencia promedio del acero de refuerzo (f_y) que se utilizó en los muros originales fue de 300 MPa. Los muros fueron ensayados con un protocolo de carga cuasiestático cíclico y con un ALR de 4.50% y 4.80%, para M5 y M6 respectivamente. El principal daño observado en los muros originales incluyó pérdida de recubrimiento, pandeo de refuerzo longitudinal y aplastamiento del hormigón. Este daño se concentró en la parte inferior de los muros, y el muro M5 tuvo mayor daño que el M6. La rehabilitación del muro M5-R se realizó en todo el largo del muro y en una altura de $0.4l_w$, donde l_w es la longitud del muro (Figura 2 - 16a). La rehabilitación del muro M5-R incluyó el reemplazo del hormigón y del refuerzo vertical con la utilización de empalmes mecánicos. La rehabilitación del muro M6-R se realizó en los bordes del muro en una altura de $0.4l_w$. Esta rehabilitación incluyó inyección epóxica de las grietas en la zona no rehabilitada del alma del muro (Figura 2 - 16b). El f'_c del hormigón utilizado en las rehabilitaciones fue de 35.0 y 32.2 MPa, para M5-R y M6-R, respectivamente. El objetivo de las rehabilitaciones realizadas fue de determinar el comportamiento sísmico de muros de hormigón gravemente dañados rehabilitados mediante la restauración de una parte o toda la zona de rótula plástica. Los modos de comportamiento de cada muro rehabilitado se presentan en la Tabla 2 - 1. Motter et al. concluyeron que los muros rehabilitados tuvieron una mayor rigidez inicial que los muros originales, y que la respuesta de los muros rehabilitados fue similar a la de los muros originales hasta los ciclos con una deriva de 2.0%. Posterior a esta deriva, la degradación de la resistencia fue más pronunciada para los muros rehabilitados. El desempeño general de los muros rehabilitados permitió concluir que se logró un desempeño aceptable mediante el reemplazo del refuerzo y del hormigón en la región dañada.

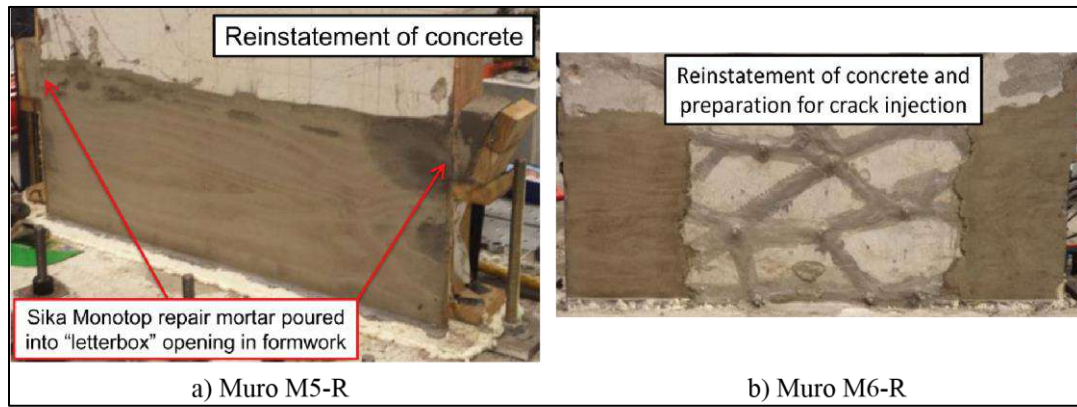


Figura 2 - 16. Rehabilitaciones realizadas por Motter et al. [49].

3 CAMPAÑA EXPERIMENTAL CAPACIDAD RESIDUAL

Este capítulo describe la campaña experimental para estimar la capacidad sísmica residual de muros de hormigón armado del proyecto de investigación FONDECYT/1171062. Para evaluar la capacidad residual, se construyeron tres parejas de muros idénticos, según la recomendación de FEMA 306 [52]. Las características de los muros construidos simulan la de muros sin confinamiento construidos en Chile antes de 2010 [2], [22], [75]. Los resultados experimentales de los primeros cuatro muros se detallan en Amón [51] y los resultados de los ensayos de los últimos dos muros se detallan en el capítulo 4 de esta tesis.

3.1 Programa experimental

La matriz de ensayos y el detalle del refuerzo de los seis muros que fueron parte del programa experimental se resumen en la Tabla 3 - 1 y Figura 3 - 1. Los muros son identificados en esta tesis como RW1-S2.5, que corresponde a “**R**ectangular **W**all **1**” con una relación de aspecto $M/(Vl_w)$ de 2.5, donde M es el momento en la base del muro, V la fuerza cortante y l_w la longitud del muro. En esta tesis los nombres asignados a los muros son distintos a los asignados por Amón [51]. De los seis muros construidos, los cuatro primeros muros (RW1-S2.5, RW2-S2.5, RW3-S2.5 y RW4-S2.5) tuvieron una relación de aspecto $M/(Vl_w)$ de 2.5 (muros esbeltos). Los muros RW5-S1.75 y RW6-S1.75 tuvieron una relación de aspecto $M/(Vl_w)$ de 1.75 (muros cortos). Los cuatro muros esbeltos, detallados en la tesis de Amón [51], tenían 900 mm de largo, 150 mm de espesor y 2000 mm de alto. La carga lateral de estas probetas se aplicó a 2250 mm por encima de la interfaz muro-base, a través de una viga cabezal. La viga cabezal tenía una altura de 500 mm, un ancho de 400 mm y un largo de 900 mm. La base de los muros esbeltos tenía una altura de 750 mm, un ancho de 700 mm y un largo de 1800 mm. Los dos muros cortos tenían la misma sección transversal que la de los muros esbeltos, pero tenían una altura de 1320 mm. La carga lateral de estos muros se aplicó a 1570 mm por encima de la interfaz muro-base, a través de la viga cabezal. La base de los muros cortos tenía una altura de 700 mm, un ancho de 700 mm y un largo de 1800 mm.

Los seis muros se detallaron con el mismo refuerzo en la sección transversal (Figura 3 - 1). El refuerzo longitudinal de borde fue $4\phi 12$ ($\rho_b = 0.34\%$) y el refuerzo distribuido vertical

consistió en dos capas de barras $\phi 8$ espaciadas a 170 mm ($\rho_l = 0.39 \%$). El refuerzo distribuido horizontal consistió en dos capas de barras $\phi 6$ espaciadas a 150 mm ($\rho_t = 0.25 \%$). La relación s/d_b del refuerzo longitudinal es 12.5, donde s es el espaciamiento del refuerzo horizontal y d_b es el diámetro del refuerzo longitudinal de borde. El refuerzo longitudinal de los muros se ancló a la base de los muros.

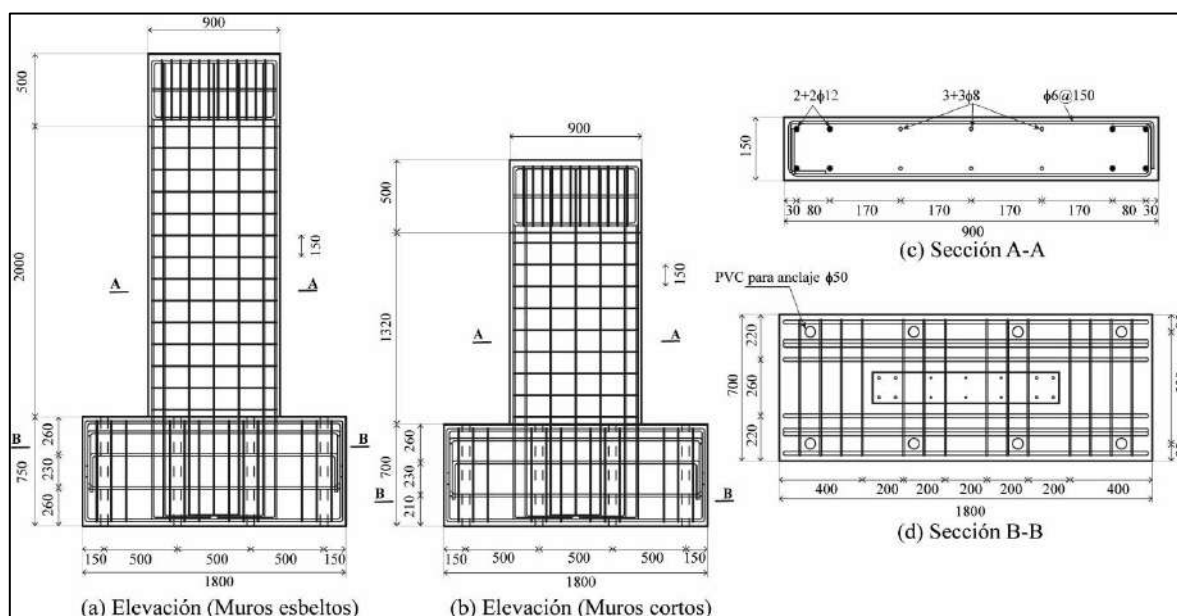


Figura 3 - 1. Detalle armado de muros.

La Tabla 3 - 1 detalla para cada muro la relación $M/(Vl_w)$, la resistencia del hormigón medida el día del ensayo (f'_c), la carga axial promedio (N) aplicada a cada muro, la razón de carga axial (ALR por las siglas en inglés), la estimación de la resistencia a flexión ($V@M_n$), la estimación de la resistencia a corte (V_n), la relación $V@M_n/V_n$, el protocolo de carga y la deriva objetivo para cada ensayo. La relación $M/(Vl_w)$ de los primeros cuatro muros es 2.5 y la de los últimos dos muros es 1.75. La resistencia del hormigón medida el día del ensayo (f'_c) es de 23.3 MPa para los muros RW1-S2.5, RW2-S2.5, RW5-S1.75 y RW6-S1.75 y es de 34.7 MPa para los muros RW3-S2.5 y RW4-S2.5. La carga axial de los muros se definió para lograr un ALR de 10%. La estimación de la resistencia a flexión ($V@M_n$) y la estimación de la resistencia a corte (V_n) se calcularon según el ACI318-19 [76] y utilizando resistencias reales de los materiales. La relación $V@M_n/V_n$ para los seis muros varió entre 0.53 y 0.69. Estos valores sugieren un comportamiento de los muros predominante a flexión. La sugerencia del comportamiento predominante a flexión en base de la relación $V@M_n/V_n$

ha sido validada para muros con relaciones $M/(Vl_w)$ de 3.0 [77]. Por otro lado, estudios han demostrado que en muros con relación $M/(Vl_w)$ entre 1.5 y 2.0 con valores de $V@M_n/V_n$ menores a 1.0 se han generado modos de falla controlados por corte [8]. Por lo tanto, si bien se espera un comportamiento predominante a flexión en los muros de esta tesis, estos podrían mostrar influencia de esfuerzos de corte en el comportamiento cíclico.

La Tabla 3 - 1 también muestra que tres muros se ensayaron con solo un protocolo de carga (U) y tres muros se ensayaron con dos protocolos de carga (U y D). Cada protocolo de carga (U y D) se definió con derivas objetivo. Las derivas objetivo de los protocolos sin daño de los muros que se ensayaron dos veces se varió entre 1.5% y 2.0%. Más información de los protocolos de carga se describe en la sección 3.4.

Tabla 3 - 1. Resumen de las características principales de los muros.

Muro	$\frac{M}{(Vl_w)}$	f'_c (MPa)	N (kN)	ALR (%)	$V@M_n$ (kN)	V_n (kN)	$\frac{V@M_n}{V_n}$	Protocolo de carga	Deriva objetivo
RW1-S2.5	2.5	23.3	303.5	9.6	146.9	275.6	0.53	U	2.0 %
RW2-S2.5	2.5	23.3	302.5	9.6	146.7	275.6	0.53	U	2.0 %
								D	3.0 %
RW3-S2.5	2.5	34.7	449.0	9.1	172.4	299.5	0.58	U	3.0 %
RW4-S2.5	2.5	34.7	451.0	9.0	172.7	299.5	0.58	U	1.5 %
								D	3.0 %
RW5-S1.75	1.75	23.3	285.9	9.6	207.8	301.3	0.69	U	3.0 %
RW6-S1.75	1.75	23.3	282.8	9.6	206.8	301.3	0.69	U	1.5%
								D	3.0%

3.2 Construcción de los muros

Los seis muros fueron contruidos en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Varias fotografías del proceso constructivo se muestran en la Figura 3 - 2.

Para la construcción de los muros se utilizó moldaje de madera y el doblado del refuerzo se realizó en el laboratorio. El proceso constructivo de los seis muros fue el siguiente: (1) construcción de moldajes para las bases, (2) doblado y colocación del refuerzo de las bases,

del refuerzo longitudinal de borde y del refuerzo vertical distribuido de los muros, (3) hormigonado de bases, (4) doblado y colocación de refuerzo distribuido horizontal de los muros, (5) colocación de moldaje de los muros, (6) doblado y colocación del refuerzo de las vigas cabezales, (7) colocación de moldaje de las vigas cabezales y (8) hormigonado de los muros y las vigas cabezales. El hormigón utilizado para las bases, muros y vigas cabezales fue pre-mezclado. Las seis bases se hormigonaron el mismo día con un solo camión y los muros se hormigonaron en dos días con dos camiones diferentes. El primer día se hormigonó con un mismo camión (camión 1) los muros RW3-S2.5 y RW4-S2.5, mientras que el segundo día se hormigonó con un mismo camión (camión 2) los muros RW1-S2.5, RW2-S2.5, RW5-S1.75 y RW6-S1.75. El hormigón se curó por siete días, tanto para las bases, como para los muros y las vigas cabezales.

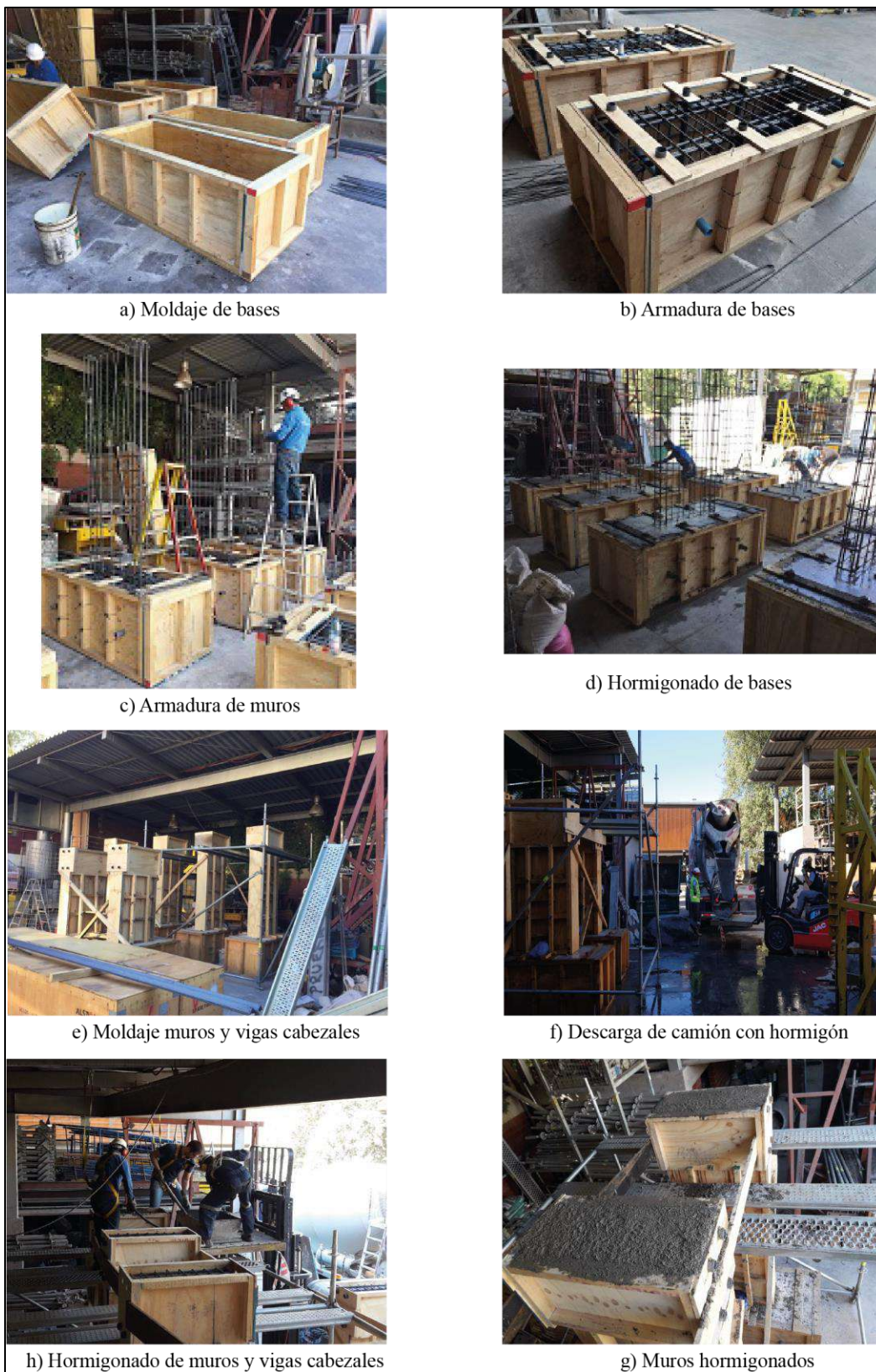


Figura 3 - 2. Proceso constructivo de los muros.

3.3 Propiedades de los materiales

Los muros se construyeron con una resistencia especificada del hormigón de 25 MPa y con un tamaño máximo de árido de 12.5 mm. Para la armadura de refuerzo, se especificó un acero A630-420H ($f_y = 420$ MPa, $f_u = 630$ MPa) para las barras $\phi 8$ y $\phi 12$, y acero DN A-420 ($f_y = 420$ MPa, $f_u = 500$ MPa) para las barras $\phi 6$. Los aceros A630-420H y DN A-420 son similares al acero que cumple con la norma ASTM A615 G60. Este último acero se usó como refuerzo horizontal para lograr simultáneamente una razón s/d_b de 12.5 y una cuantía horizontal de 0.25%.

Las propiedades mecánicas del hormigón y de los aceros de refuerzo fueron medidas experimentalmente. Para medir la resistencia a la compresión del hormigón se ensayó un total de doce probetas cilíndricas, seis para el camión 1 (C1) y seis para el camión 2 (C2). Las probetas eran de 30 cm de alto y 15 cm de diámetro (Figura 3 - 3). De cada camión, tres probetas fueron ensayadas a los 28 días, mientras que las tres restantes fueron ensayadas en días cercanos al ensayo de los muros. La Tabla 3 - 3 muestra las probetas de cada camión, su edad (en días) y la resistencia medida. La resistencia a la compresión promedio del camión 1 fue de 31.3 MPa y 34.7 a los 28 días y al día de los ensayos, respectivamente. Mientras que la resistencia a la compresión promedio del camión 2 fue de 20.8 MPa y 23.3 MPa a los 28 días y a día de los ensayos, respectivamente. La Tabla 3 - 2 muestra para cada muro la edad del ensayo (en días) y la resistencia promedio del hormigón correspondiente al día del ensayo.



Figura 3 - 3. Ensayos realizados en cilindros de hormigón.

Tabla 3 - 2. Camión, cilindro, edad (días), resistencia (MPa) y resistencia promedio (MPa) del hormigón.

Camión	Cilindro	Edad (días)	Resistencia (MPa)	Promedio (MPa)
C1	1	28	30.0	31.3
	2	28	30.7	
	3	28	33.2	
	4	104	34.2	34.7
	5	104	34.2	
	6	109	35.7	
C2	1	28	20.8	20.8
	2	28	20.8	
	3	28	20.8	
	4	81	23.6	23.3
	5	90	22.9	
	6	173	23.3	

Tabla 3 - 3. Muro, edad y resistencia promedio (MPa).

Muro	Edad del hormigón en día de ensayo del muro	Resistencia promedio (MPa)
RW1-S2.5	82	23.3
RW2-S2.5	91	23.3
RW3-S2.5	105	34.7
RW4-S2.5	110	34.7
RW5-S1.75	172	23.3
RW6-S1.75	175	23.3

Para determinar las propiedades del acero de refuerzo vertical y horizontal se ensayaron tres barras de cada diámetro ($\phi 6$, $\phi 8$ y $\phi 12$) (Figura 3 - 4). Los ensayos de tracción se realizaron siguiendo la norma ASTM A370 [78]. Las propiedades que se determinaron

experimentalmente fueron: tensión de fluencia (f_y), tensión máxima (f_u), módulo de elasticidad (E) y deformación de rotura. La deformación de fluencia (ε_y) se determinó mediante la relación de f_y/E . La deformación de rotura se define como la deformación de tensión máxima. La Tabla 3 - 4 resume las propiedades del acero de refuerzo.



Figura 3 - 4. Ensayos realizados en barras de refuerzo.

Tabla 3 - 4. Propiedades del acero de refuerzo.

ϕ (mm)	Probeta	E (GPa)	ε_y (%)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y	ε_{rotura} (%)
6	1	210	0.24	512	704	1.37	-
	2	188	0.25	467	689	1.48	19
	3	201	0.25	499	702	1.41	17
	Promedio	200	0.25	493	699	1.42	18
8	1	198	0.26	514	779	1.51	-
	2	199	0.25	501	768	1.53	15
	3	209	0.25	522	782	1.50	11
	Promedio	202	0.25	513	775	1.51	13
12	1	197	0.25	493	693	1.40	24
	2	192	0.26	496	694	1.40	23
	3	183	0.25	461	689	1.41	23

	Promedio	191	0.25	483	692	1.41	23
--	-----------------	------------	-------------	------------	------------	-------------	-----------

3.4 Esquema de ensayo, protocolo de carga e instrumentación

Los seis muros se sometieron a un protocolo combinado de carga axial constante y carga lateral cíclica. Los protocolos de carga lateral cíclica de los muros se presentan en la Figura 3 - 5. El nombre del protocolo de carga es el mismo que el nombre del muro, pero con una U o D al final para representar un protocolo de carga en una condición sin daño (undamage) o con daño previo (damage), respectivamente. El lado izquierdo de la Figura 3 - 5 muestra los protocolos de carga para los ensayos en condición sin daño previo, mientras que el lado derecho muestra los protocolos de carga para los ensayos con daño previo. Tanto para condiciones sin daño como con daño previo, se aplicaron tres ciclos de desplazamiento controlado en cada nivel de deriva, siguiendo las recomendaciones del ACI 374.2R-13 [79] y ACI ITG-5.1-07 [80]. La deriva objetivo máxima de los protocolos RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U se fijó en 1.5%, que corresponde aproximadamente a la deriva de pérdida de recubrimiento identificada por Alarcón et al. [40] en muros esbeltos sin confinamiento en los bordes. La deriva objetivo máxima del protocolo RW2-S2.5-U se fijó en 2% para inducir un daño mayor, similar al identificado en muros de edificios después del terremoto de Chile [30]. La deriva objetivo máxima de los protocolos de RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U se fijó en 3.0%, con el objetivo de generar una falla en los muros. Finalmente, el protocolo RW1-S2.5-U considera una deriva objetivo máximo de 2% para evitar la falla del muro, con el objetivo de reparar un muro con un daño menor al de la falla (Capítulos 6 y 8).

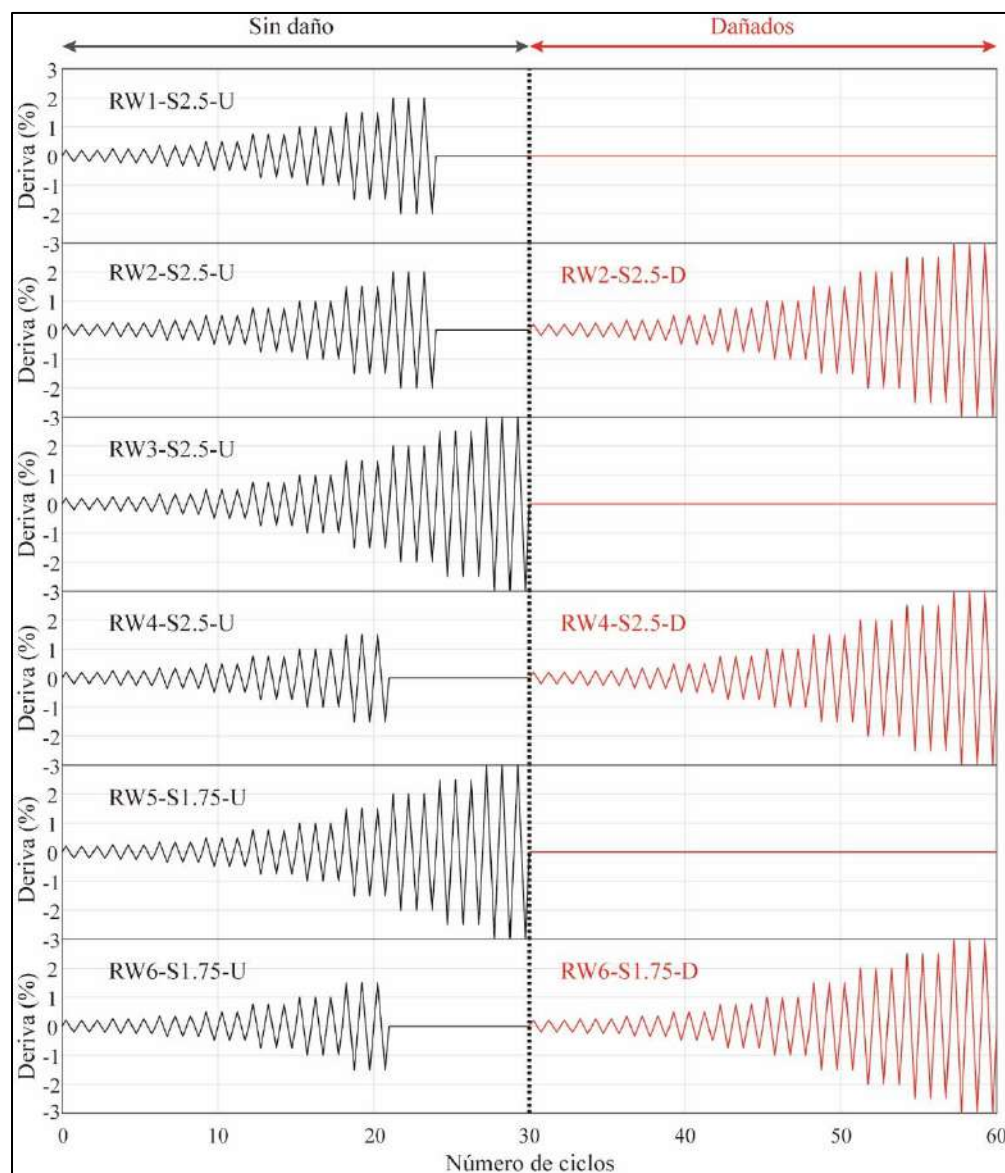


Figura 3 - 5. Protocolos de carga.

La configuración utilizada para el ensayo de los seis muros se muestra en la Figura 3 - 6a. Los desplazamientos laterales cíclicos cuasiestáticos se aplicaron mediante un actuador hidráulico montado horizontalmente y anclado al muro de reacción. El actuador tenía una capacidad de 695 kN a tracción y 1100 kN a compresión. La carga axial de los muros se aplicó mediante cuatro gatos hidráulicos montados en dos vigas de acero (una a cada lado de los muros) que transfirieron la carga axial a la parte superior de los muros, utilizando dos varillas de acero. La Figura 3 - 6b muestra los dos gatos hidráulicos en un lado de un muro, y la Figura 3 - 6c muestra la viga de acero de transferencia de la carga axial en el extremo superior de un muro. Para restringir los desplazamientos fuera del plano de los muros, se

utilizó un sistema de restricción que se conectó a la viga cabezal de los muros (Figura 3 - 6d). Esta sujeción permitía el desplazamiento longitudinal de los muros e impedía el desplazamiento transversal.

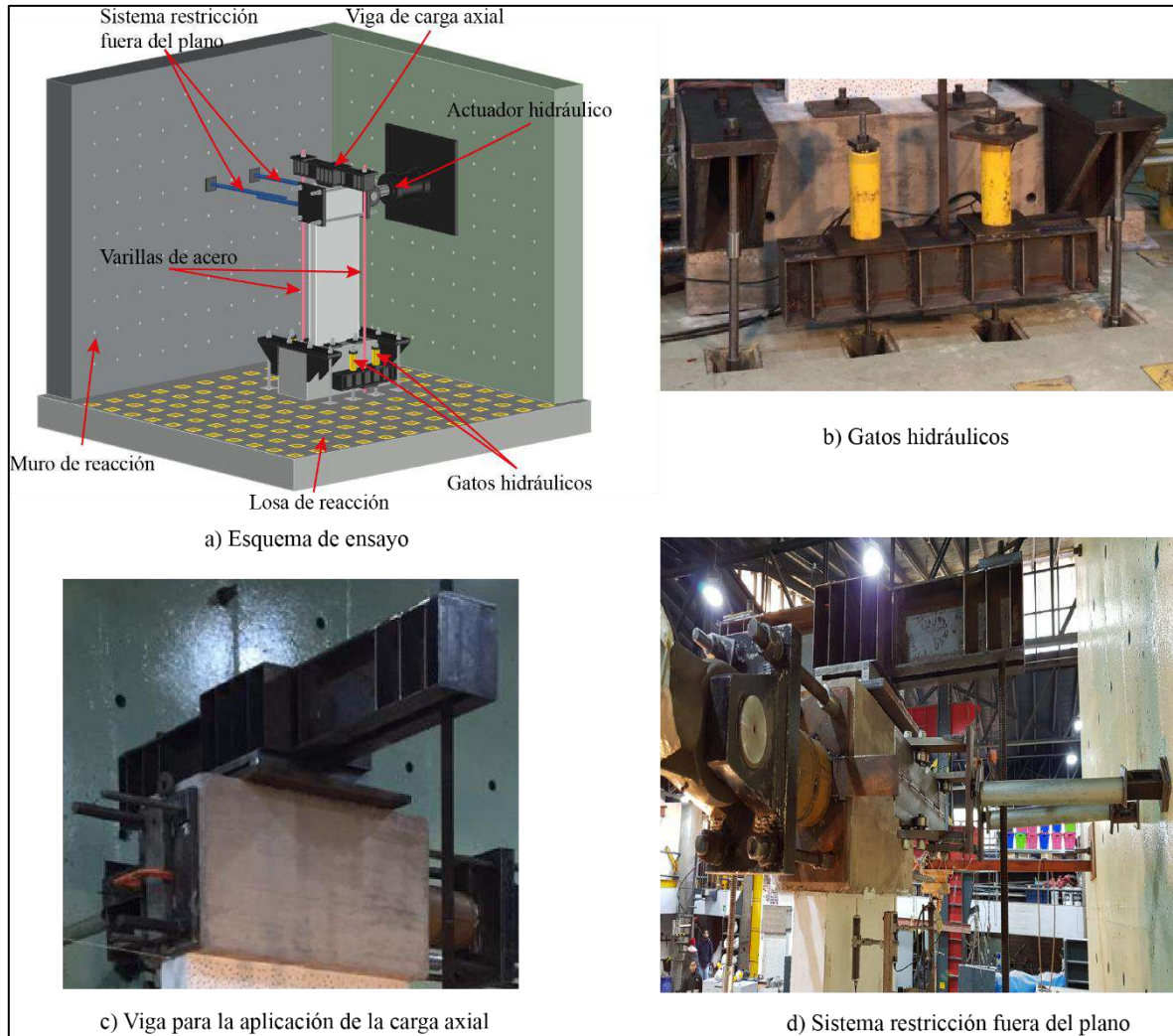


Figura 3 - 6. Configuración del ensayo.

Se utilizaron varios instrumentos para medir cargas, deformaciones y desplazamientos. Los transductores de desplazamiento se utilizaron para medir deformaciones globales y locales en varios lugares. Para los muros esbeltos se utilizaron 18 transductores de desplazamientos, mientras que para los muros cortos se utilizaron 22 transductores de desplazamiento (Figura 3 - 7). La Figura 3 - 7b detalla las celdas de carga y los transductores de desplazamiento colocados en los muros cortos (RW5-S1.75 y RW6-S1.75). El detalle de las celdas de carga y transductores de desplazamiento de los muros esbeltos está disponible en Amón [51].

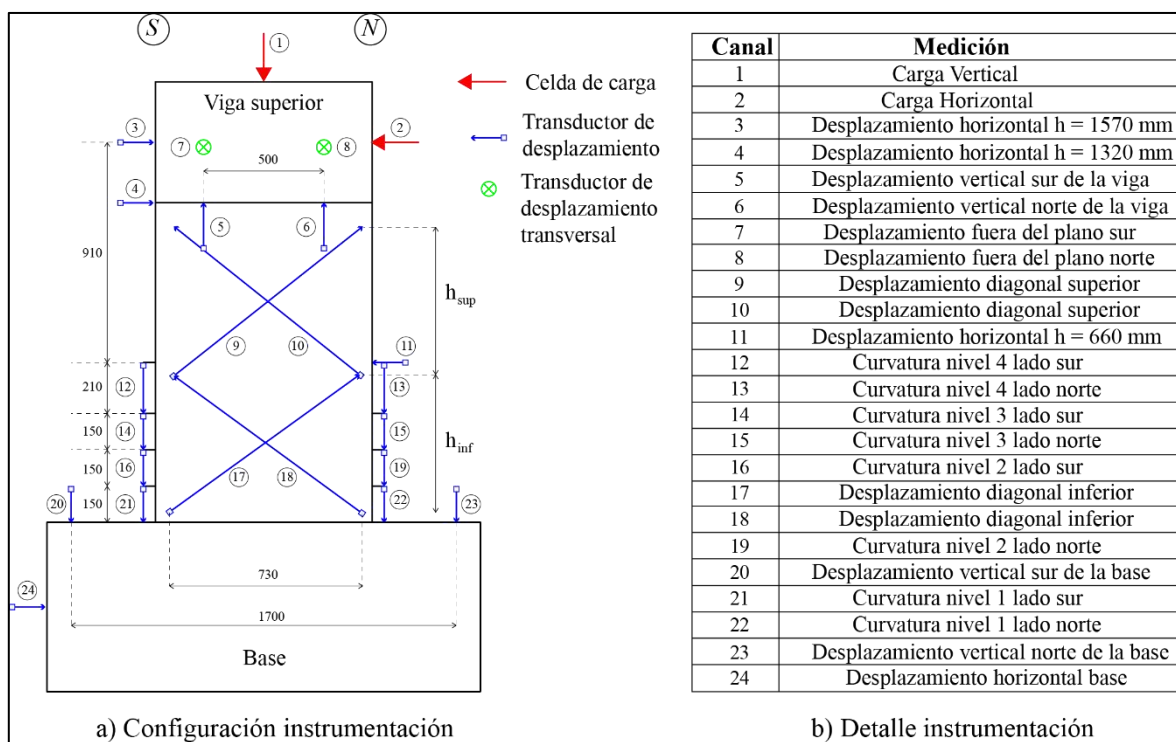


Figura 3 - 7. Configuración y detalle de instrumentación para muros cortos (RW5-S1.75 y RW6-S1.75).

La Figura 3 - 8 muestra fotografías de la colocación y protección de los strain-gages y esquemas con la ubicación de los strain-gages. Se colocó un total de 25 strain-gages en los seis muros para medir las deformaciones unitarias de las barras de acero verticales y horizontales. Estos sensores fueron instalados durante la construcción de los muros. El refuerzo vertical fue instrumentado con 17 strain-gages a diferentes alturas y el refuerzo horizontal fue instrumentado con 8 strain-gages.

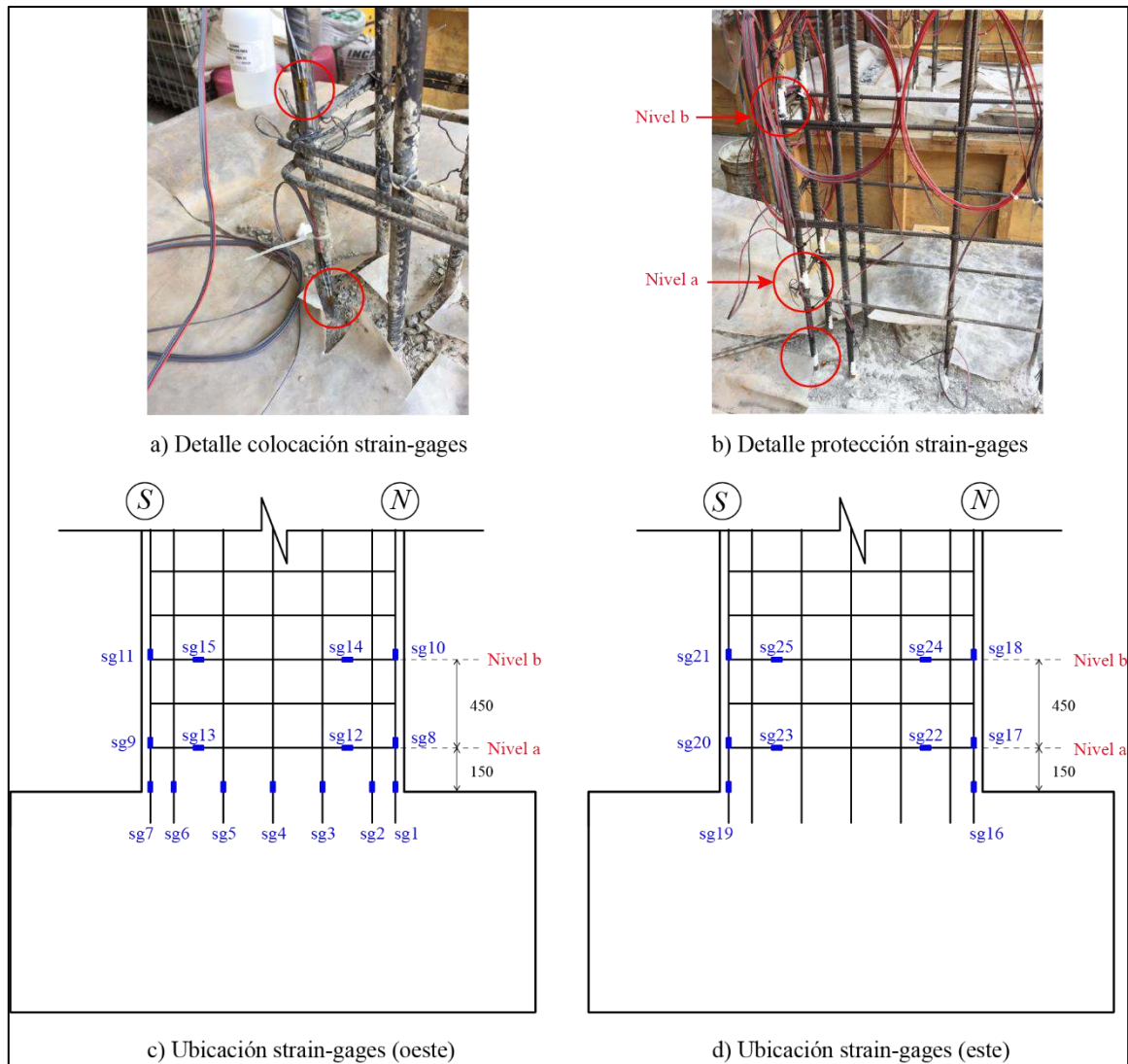


Figura 3 - 8. Ubicación y detalle de colocación de strain-gages en los seis muros.

4 RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se presentan los resultados experimentales de los tres ensayos de los dos muros cortos (RW5-S1.75-U, RW6-S1.75-U y RW6-S1.75-D). Para cada ensayo se describe el daño observado, la relación carga-desplazamiento lateral, la carga axial, el desplazamiento lateral y la rotación de la base, la deformación de corte, la rotación de la viga cabezal, el alargamiento del muro, el desplazamiento fuera del plano, la deformación unitaria del refuerzo, la relación momento-curvatura y la validación del uso de fotogrametría.

La relación carga-desplazamiento lateral de cada ensayo se obtiene con el transductor horizontal ubicado en la viga en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), ver Figura 3 - 7. Los desplazamientos positivos se refieren a la extensión del actuador. La carga lateral se obtuvo con la medición de la celda de carga del actuador (Canal 2 en Figura 3 - 7).

La carga axial se obtuvo con la medición de una celda de carga auxiliar que medía la presión de aceite en el circuito de los gatos hidráulicos (Canal 1 en Figura 3 - 7). La aplicación de la carga axial fue manual y se intentó mantener constante en 10% de ALR. Sin embargo, el valor de la mediana de la carga axial aplicada fue 9.6% de ALR (Tabla 3 - 1) para los ensayos de los muros cortos.

El desplazamiento lateral de la base de los muros se midió con el transductor de desplazamiento del Canal 24 (Figura 3 - 7). La rotación de la base se determinó con los transductores de los Canales 20 y 23 (Figura 3 - 7). Esta rotación se estimó con:

$$\theta_{Base} = \frac{\Delta_{20} - \Delta_{23}}{L_p} \quad (4.1)$$

donde $L_p = 1700$ mm es la distancia entre los transductores 20 y 23, y Δ_{20} y Δ_{23} son los desplazamientos de los transductores 20 y 23, respectivamente (ver Figura 4 - 1).

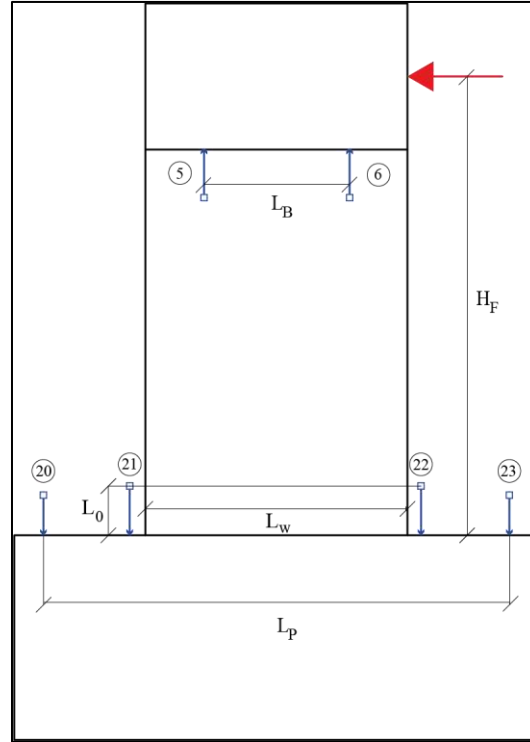


Figura 4 - 1. Instrumentos utilizados para el cálculo de rotación, alargamiento vertical y curvatura en el nivel inferior del muro.

La deformación por corte de cada muro se estimó con la medición de los transductores diagonales (Canales 9, 10, 17 y 18), ver Figura 3 - 7. La deformación unitaria de cada diagonal (ε) se obtiene dividiendo el alargamiento o acortamiento (d_1^{sup} , d_2^{sup} , d_1^{inf} y d_2^{inf}), de cada diagonal con la longitud no deformada (d), ver Figura 4 - 2. Asumiendo que solo existe deformación por corte y usando teoría elemental de mecánica de sólidos, la distorsión angular en la parte inferior o superior de cada muro (Figura 4 - 2b) se estima con:

$$\frac{\gamma}{2} = \frac{\varepsilon_1}{2} - \frac{\varepsilon_2}{2} \quad (4.2)$$

donde γ representa la distorsión angular, y ε_1 y ε_2 representa las deformaciones unitarias de cada par de diagonales. Esta ecuación se utilizó a pesar de que las diagonales no estaban a 45° .

Luego, el desplazamiento total por corte de cada muro se estima con:

$$\delta_{corte} = fe \cdot (\gamma^{inf} \cdot h^{inf} + \gamma^{sup} \cdot h^{sup}) \quad (4.3)$$

Donde γ^{inf} y γ^{sup} son las deformaciones angulares de la zona inferior y superior de cada muro, respectivamente y h^{inf} (56.7 y 55.9 cm para RW5 y RW6, respectivamente) y h^{sup} (61.9 y 62.8 cm para RW5 y RW6, respectivamente) corresponden a la altura inicial de dichas zonas, ver Figura 4 - 2b. Para obtener el desplazamiento por corte en la mitad de la altura de la viga cabezal, se utiliza el factor de escalamiento $fe = \frac{H_F}{h^{inf} + h^{sup}}$, donde H_F representa la altura desde la base hasta la aplicación de la carga lateral (1570 mm).

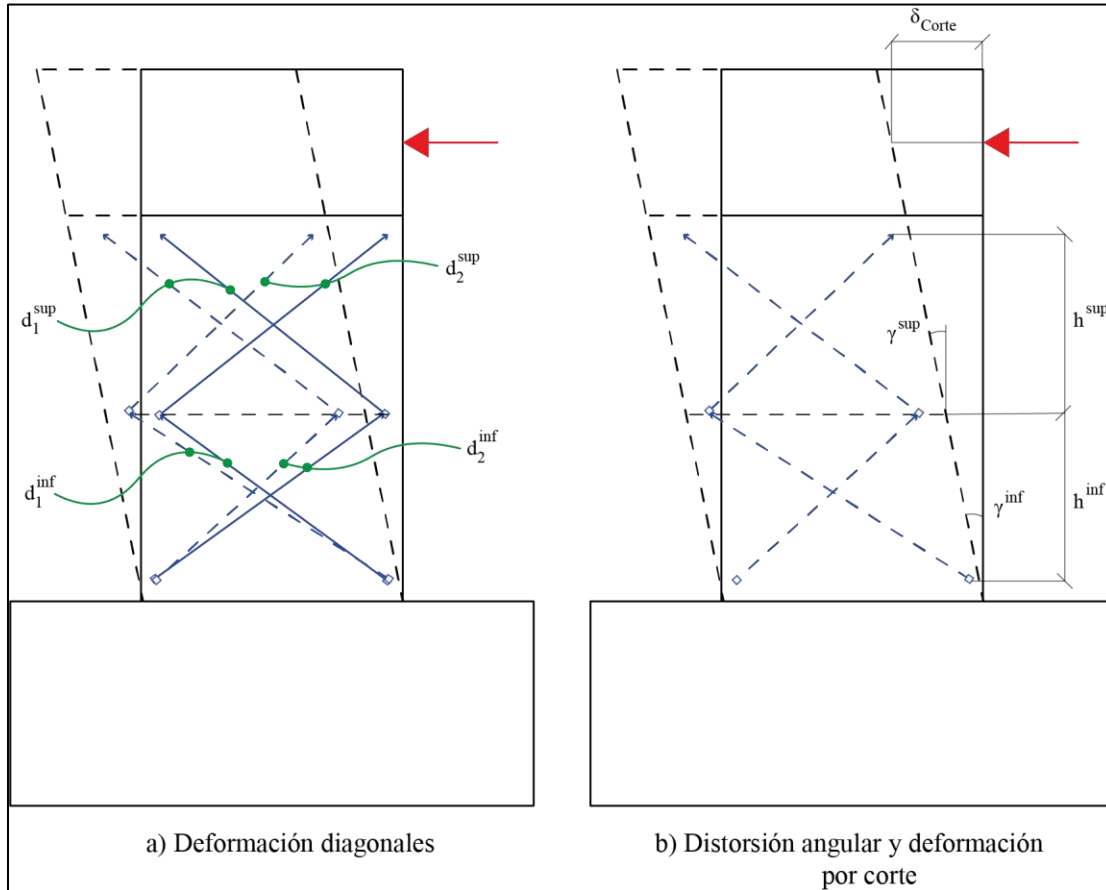


Figura 4 - 2. Diagramas para el cálculo de desplazamiento por corte.

La rotación de la viga cabezal se determinó con los transductores de los canales 5 y 6 (Figura 3 - 7). Esta rotación se estimó con:

$$\theta_{viga} = \frac{\Delta_5 - \Delta_6}{L_B} \quad (4.4)$$

donde $L_B = 50$ cm es la distancia entre los transductores 5 y 6 ubicados en la viga cabezal, ver Figura 4 - 1.

El alargamiento de los muros se midió con los transductores de los canales 5 y 6 (Figura 3 - 7). Este alargamiento se estimó con el promedio de la deformación vertical medida por los canales como:

$$Alargamiento = \frac{\Delta_5 + \Delta_6}{2} \quad (4.5)$$

El desplazamiento fuera del plano de los muros se midió con los transductores de los canales 7 y 8 (Figura 3 - 7). Estos transductores midieron el desplazamiento transversal de la viga superior.

La deformación unitaria de las barras de refuerzo verticales y horizontales se midió con los strain-gages (Figura 3 - 8). Para cada muro se analizan las deformaciones unitarias de las barras de refuerzo vertical y horizontal para cada nivel (base, nivel 1 y nivel 2). El objetivo de este análisis es determinar la demanda de deformación unitaria en las barras e identificar el instante y el nivel en donde las barras comienzan a fluir.

Finalmente, la curvatura de los muros se midió en cuatro secciones transversales, utilizando los transductores 12, 13, 14, 15, 16, 19, 21 y 22 (Figura 3 - 7). El momento flector en cada sección transversal corresponde a la carga lateral aplicada por el actuador, multiplicada por la distancia entre el punto de aplicación de la carga y la altura media entre los puntos en donde se midió la deformación para estimar la curvatura. La curvatura en el nivel inferior de cada muro se estimó con:

$$\phi = \frac{\Delta_{21}/L_0 - \Delta_{22}/L_0}{L_w} \quad (4.6)$$

donde Δ_{21} y Δ_{22} son las mediciones del nivel 1, L_0 corresponde a la distancia inicial que miden los transductores (150 mm) y L_w es el ancho del muro (900 mm), ver Figura 4 - 1.

4.1 Ensayo RW5-S1.75-U

4.1.1 Daño observado

El RW5-S1.75-U corresponde al muro RW5-S1.75 ensayado bajo el protocolo de carga sin daño previo. Las primeras grietas observadas, para una deriva objetivo de 0.35%, fueron

grietas horizontales que se desarrollaron en los bordes del muro y estaban espaciadas a aproximadamente 200 mm. Para la deriva objetivo de 0.50% aparecieron grietas diagonales en las regiones superiores del muro, y la densidad de las grietas fue mayor en la mitad inferior del muro. Además, el ancho de las grietas diagonales y horizontales aumentó, y las grietas diagonales se alargaron hacia los bordes inferiores. Para la deriva objetivo de 1.0% se observaron grietas diagonales significativas y los ángulos de estas grietas oscilaron entre 35° y 60° . Para derivas objetivo superiores, el daño se concentró en la mitad inferior del muro. RW5-S1.75-U se ensayó hasta la falla, la cual se caracterizó por el aplastamiento del hormigón y el pandeo del refuerzo longitudinal en los bordes inferiores del muro (Figura 4 - 3d). En este muro no se identificó fractura del refuerzo longitudinal. Adicionalmente, se observó una grieta diagonal principal desde la mitad superior del muro hasta el borde inferior sur. El aspecto final del muro al final del ensayo se muestra en la Figura 4 - 3.

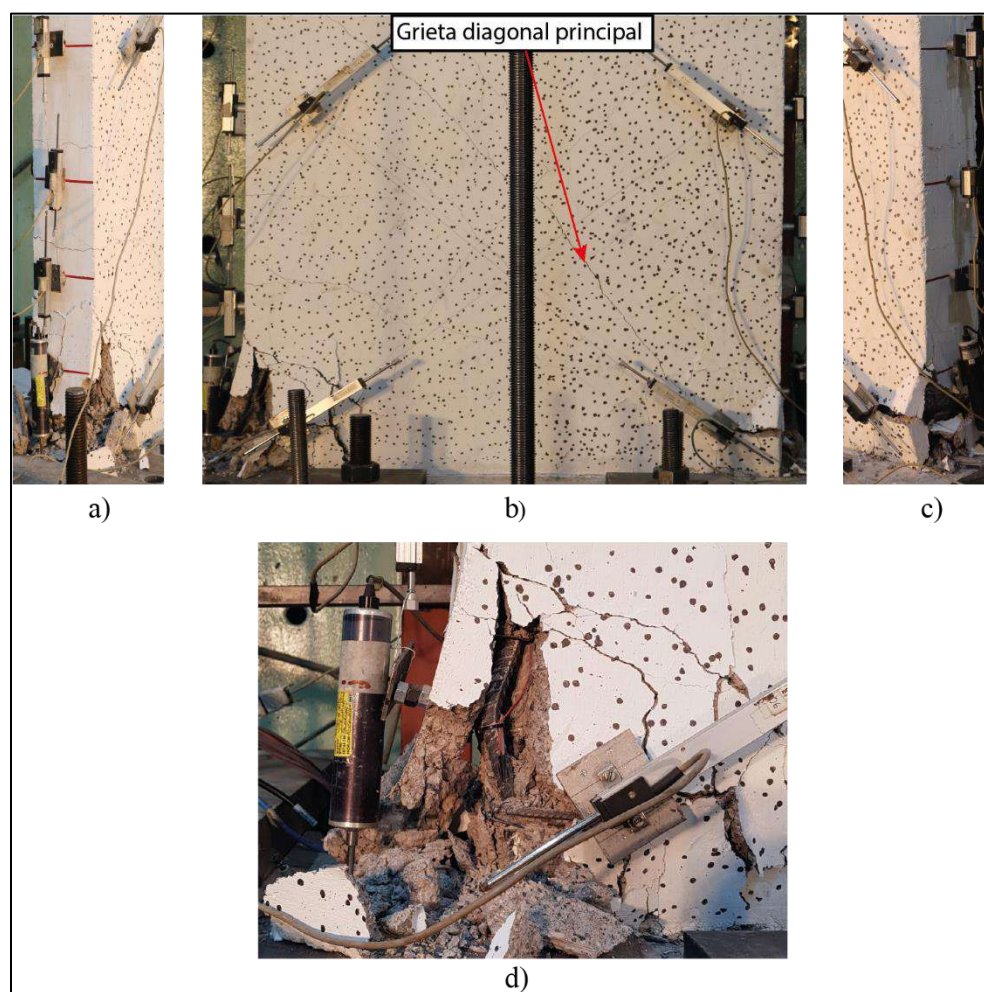


Figura 4 - 3. Aspecto del muro al finalizar el ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 4 - 4 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW5-S1.75-U. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +20.05 mm en sentido positivo, y hasta -28.75 mm en sentido negativo. En el sentido positivo este transductor no midió más desplazamiento porque este alcanzó su máximo desplazamiento. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +34.16 mm en sentido positivo, y hasta -35.72 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

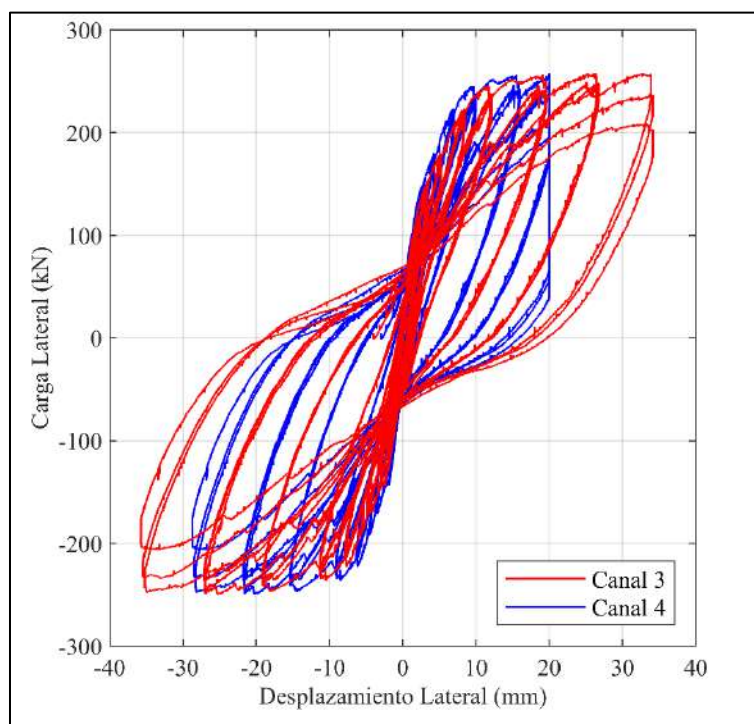


Figura 4 - 4. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.3 Carga axial

La Figura 4 - 5 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 314.6 kN (ALR = 10.0%). La figura también muestra que la carga axial tuvo picos importantes. La mayor caída se produjo en $t = 9071$ seg. con un valor de 224.7 kN (ALR = 7.1%) y el mayor incremento se produjo en $t = 9874$ seg. con un valor de 318.0 kN (ALR = 10.1%). Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 285.9 kN (ALR = 9.1%).

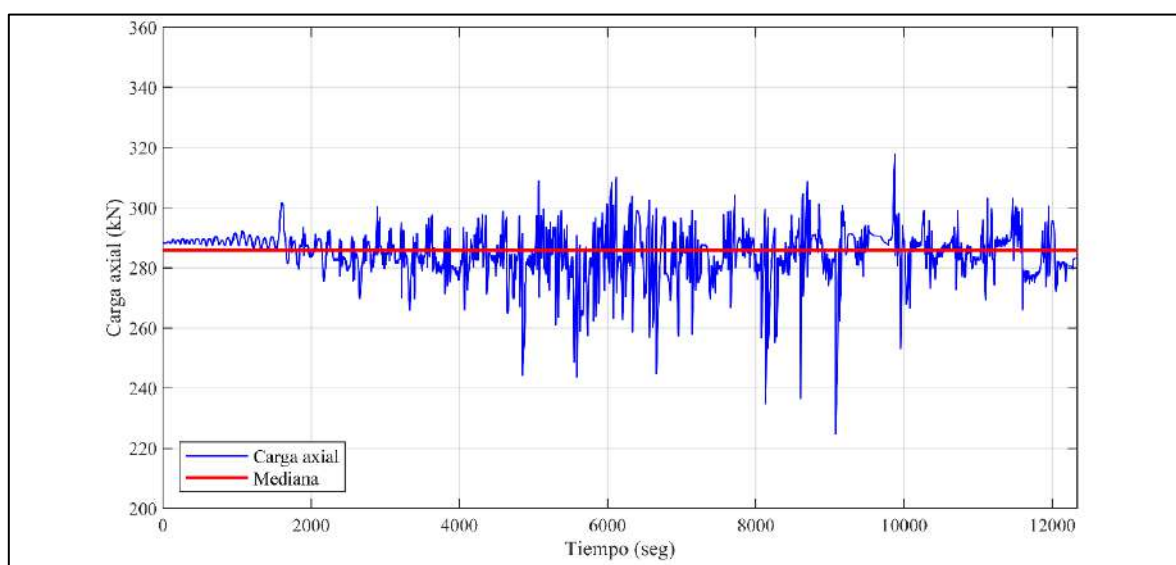


Figura 4 - 5. Carga axial versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 4 - 6 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.1 mm) hasta que presenta un salto brusco de +0.45 mm en $t = 10243$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 7.9% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (+5.69 mm).

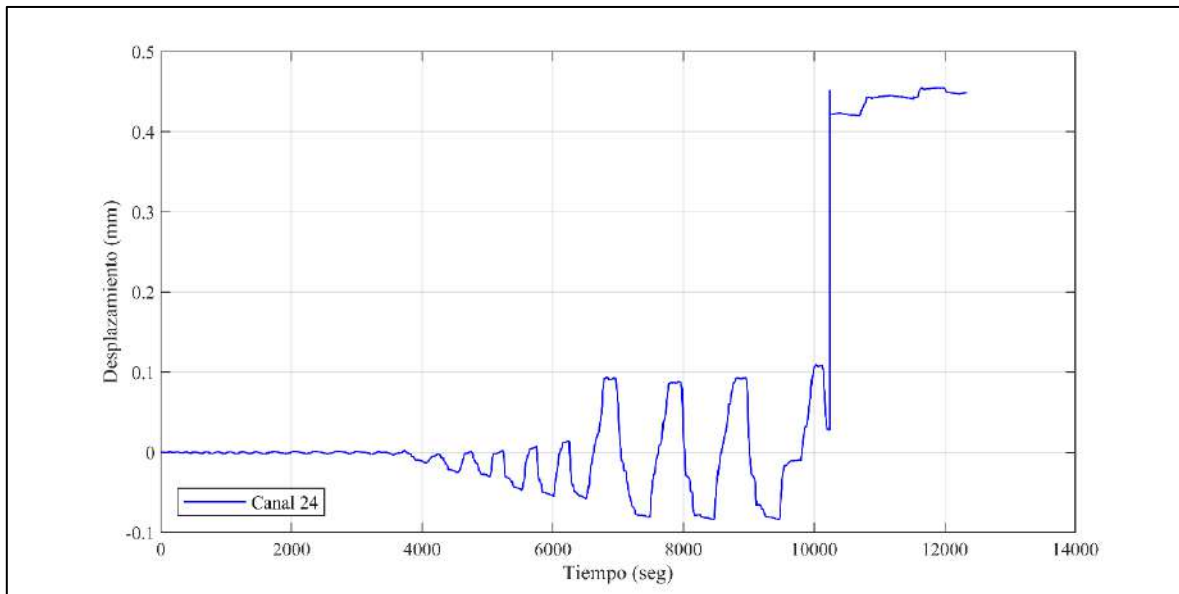


Figura 4 - 6. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U...

La Figura 4 - 7 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de $+0.000185^\circ$ en $t = 10797$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de $+0.00507$ mm en la mitad de la viga cabecal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

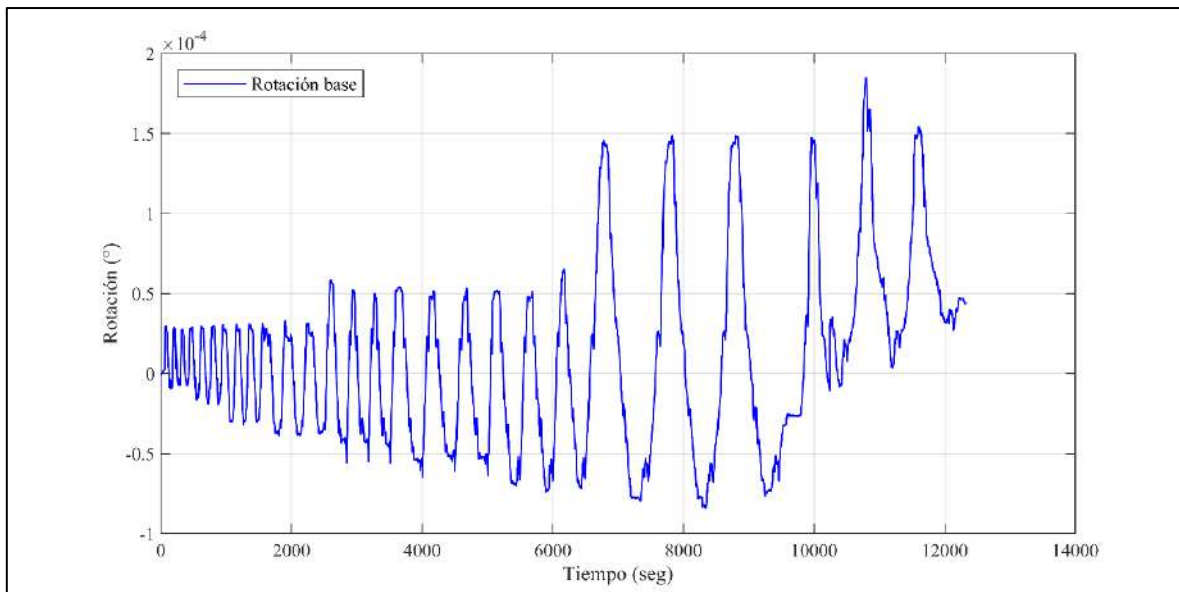


Figura 4 - 7. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.5 Desplazamiento de corte

La Figura 4 - 8 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de -8.82 mm en $t = 10400$ seg.

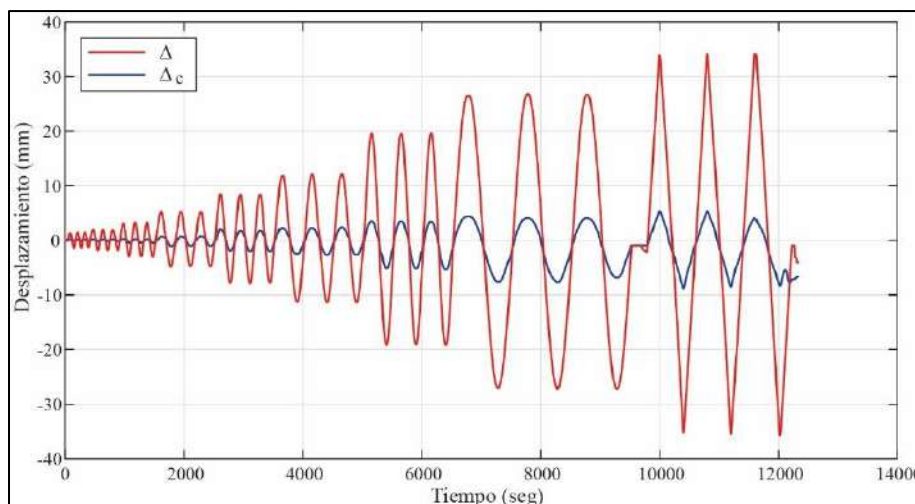


Figura 4 - 8. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.

La Figura 4 - 9 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue muy cercano a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los bajos desplazamientos laterales de la base (Figura 4 - 6). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió principalmente en deformación de flexión y corte ($\Delta \approx \Delta_f + \Delta_c$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) fue incrementando hasta llegar a un máximo de 0.28 del desplazamiento máximo total, para una deriva objetivo del 2%. Esta proporción de desplazamiento de corte es similar a la proporción de 0.3, obtenida por Hube et al. [42] para el muro W5, que tenía una razón $M/(Vl_w)$ de 1.9. Adicionalmente, la proporción de desplazamiento de corte obtenida en el RW5-S1.75-U concuerda con el ACI 369 [20], que sugieren que existe influencia de corte en muros con relación $M/(Vl_w)$ entre 1.5 y 3.0.

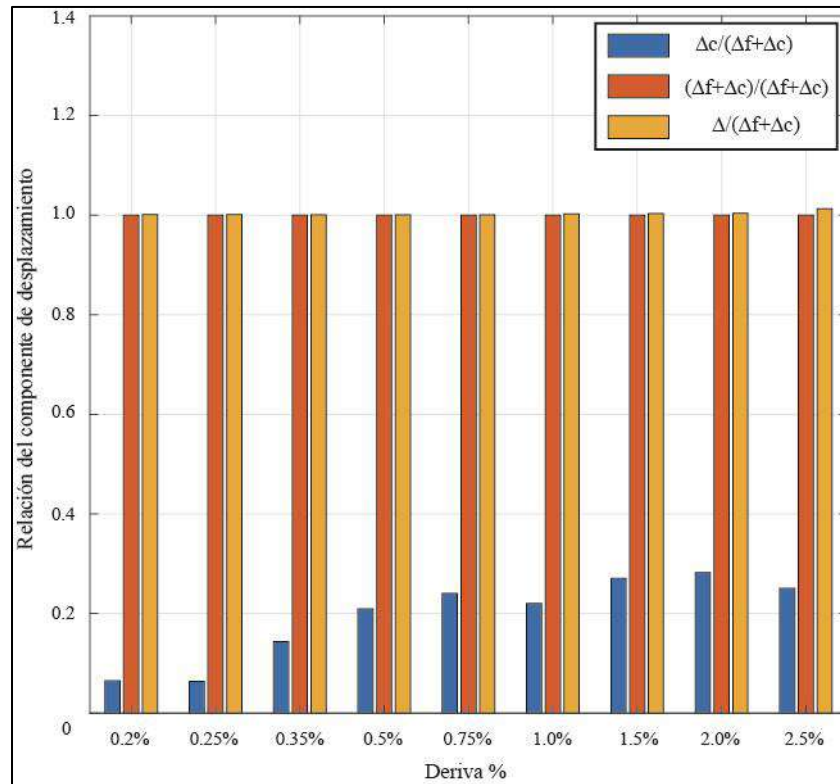


Figura 4 - 9. Proporción de componentes de desplazamiento, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.6 Rotación de la viga cabezal

La Figura 4 - 10 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 12017$ seg. y corresponde a $+0.021^\circ$.

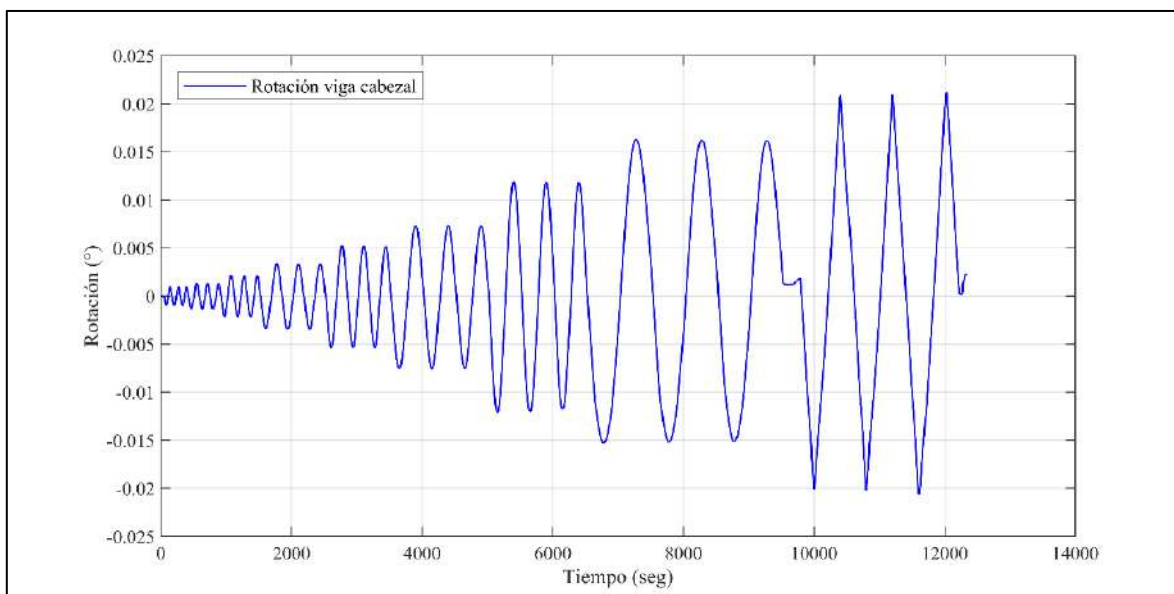


Figura 4 - 10. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.7 Alargamiento del muro

La Figura 4 - 11 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabezal (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra asimetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. Esta asimetría se debe a que el refuerzo longitudinal de borde llegó a deformaciones mayores para desplazamientos laterales positivos que para negativos (Figura 4 - 13). El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de +1.72 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.13%.

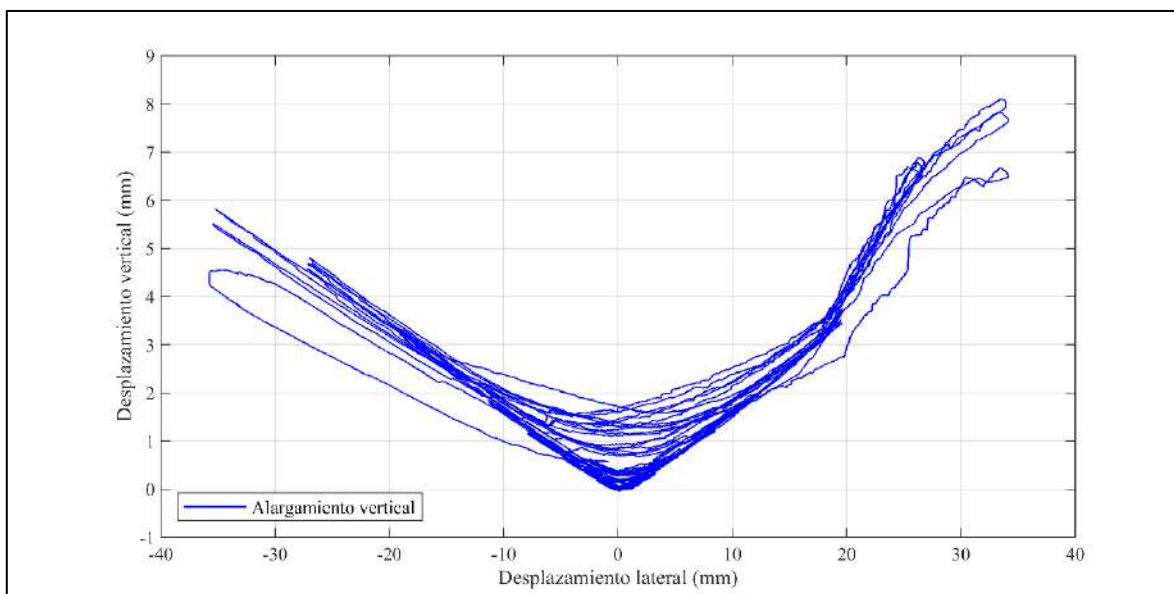


Figura 4 - 11. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 4 - 12 muestra el desplazamiento fuera del plano medido con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 3 - 7) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 8 en $t = 9987$ seg. y corresponde a $+7.22$ mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de $+0.46\%$. Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores son similares, por lo tanto, no se produjo una torsión significativa en el muro.

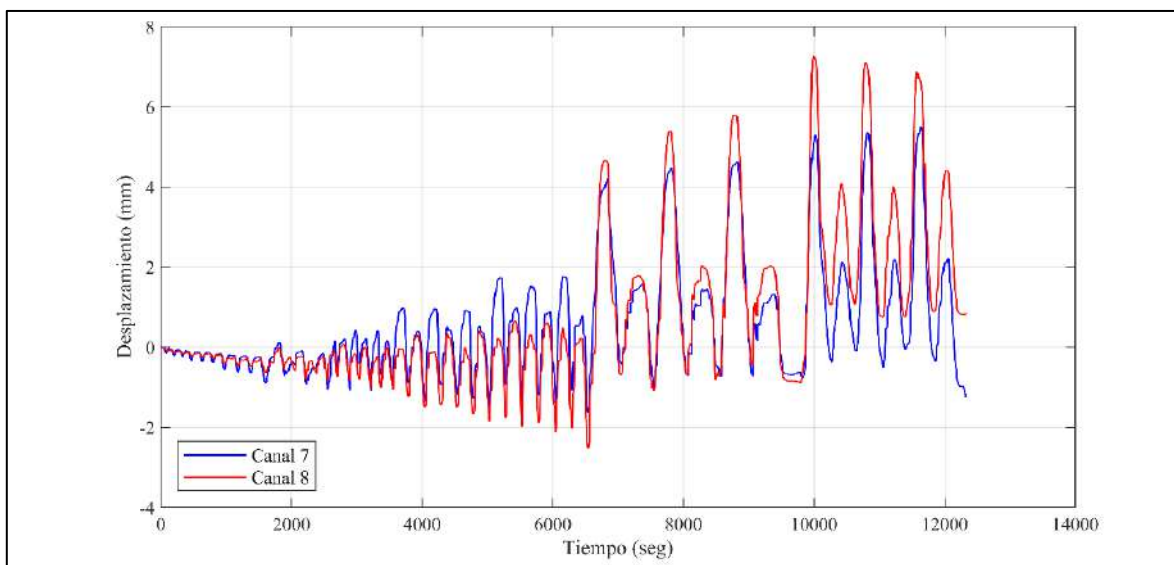


Figura 4 - 12. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 4 - 13 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde y vertical distribuido, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 3 - 8). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 5000 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.37 ‰ en los primeros 60 seg., para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal de borde (2.5 ‰ Tabla 3 - 4) se midió en sg2 en $t = 1565$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +4.32 mm. El inicio de la fluencia para el refuerzo vertical distribuido (2.5 ‰ Tabla 3 - 4) se midió en sg5 en $t = 2761$ seg. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal de borde fue de 5.17 ‰ y se midió en sg16 en $t = 3851$ seg. La máxima deformación unitaria en el refuerzo vertical distribuido fue de 6.05 ‰ y se midió en sg5 en $t = 3867$ seg.

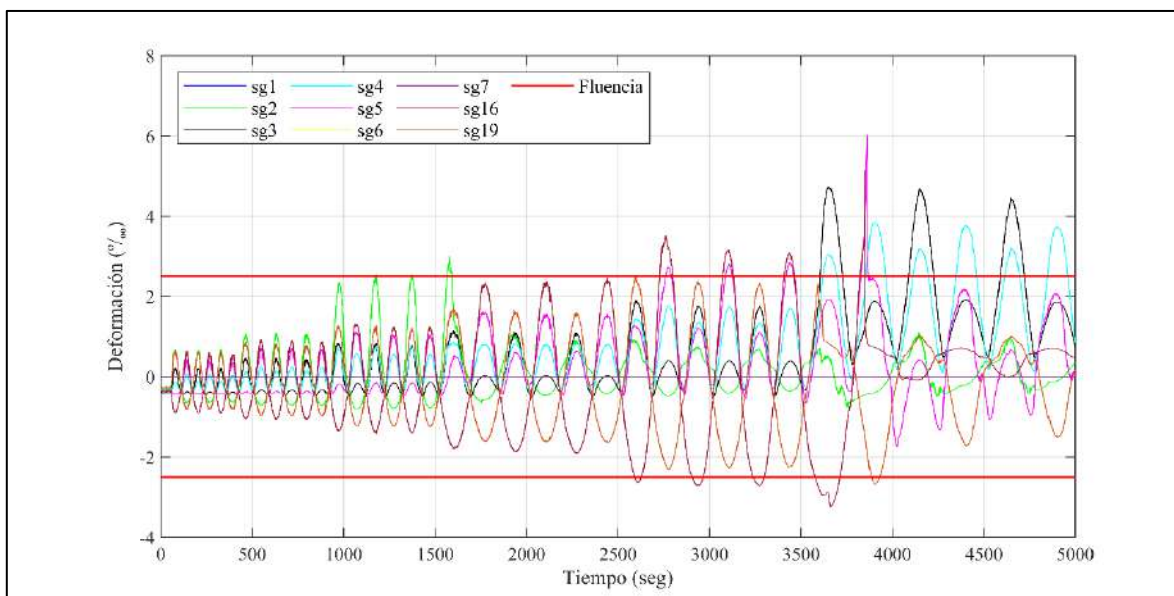


Figura 4 - 13. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal en la base del muro, ensayo RW5-S1.75-U.

La Figura 4 - 14 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde, medida en el nivel a del muro (Figura 3 - 8). La figura muestra que los strain-gages sg9 y sg17 registraron deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.41 ‰, mientras que sg8 registro deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.11 ‰, en los primeros 50 seg. El inicio de la fluencia en este nivel se midió en sg8 en $t = 1597$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +4.71 mm. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 5.1 ‰, y se midió en sg8 en $t = 3626$ seg.

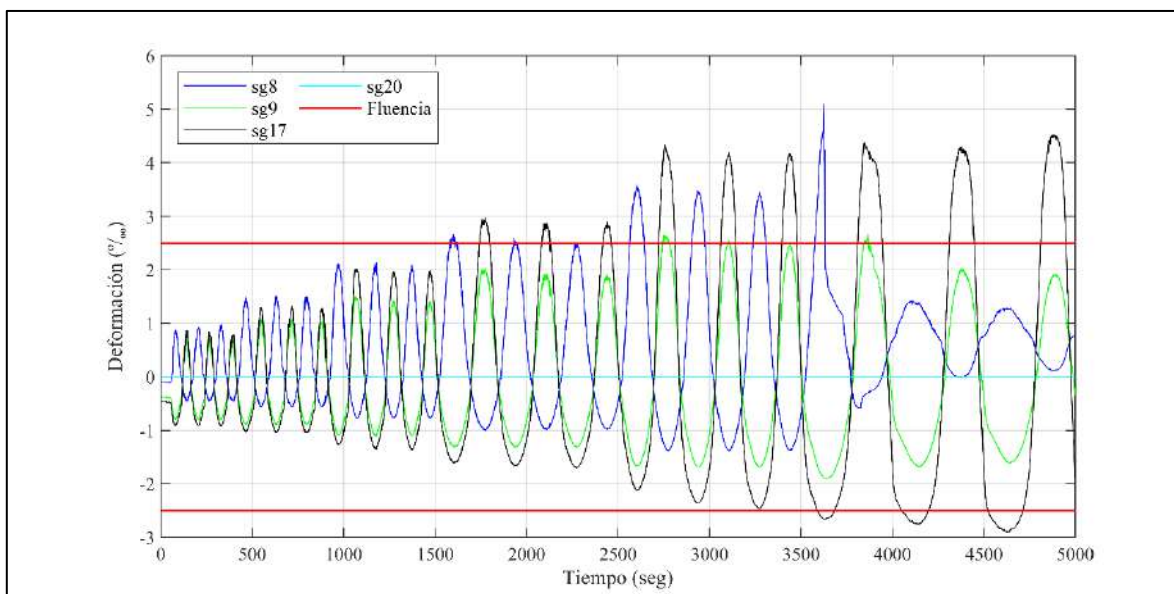


Figura 4 - 14. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel a, ensayo RW5-S1.75-U.

La Figura 4 - 15 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde, medido en el nivel b del muro (Figura 3 - 8). La figura muestra que los strain-gages sg11 y sg18 registraron deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.40 ‰, mientras que sg8 registro deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.13 ‰, en los primeros 50 seg. El inicio de la fluencia en este nivel se midió en sg10 en $t = 2583$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +7.31 mm. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 5.0 ‰, se midió en sg18 en $t = 4388$ seg.

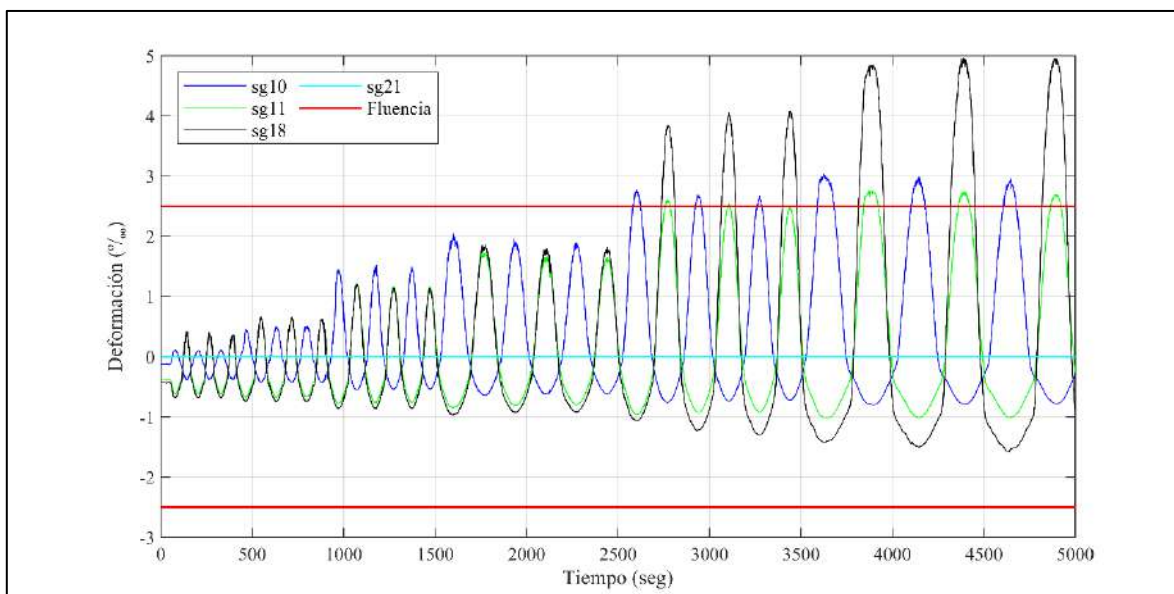


Figura 4 - 15. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel b, ensayo RW5-S1.75-U.

La Figura 4 - 16 muestra la deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido, medido en la armadura horizontal ubicada a 150 mm de la base del muro (Nivel a en Figura 3 - 8). La figura muestra que en este nivel no se registró fluencia del refuerzo horizontal. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 1.9 %, se midió en sg12 en $t = 8284$ seg. Adicionalmente, la figura muestra que la deformación unitaria del refuerzo horizontal aumenta progresivamente a medida que aumenta la amplitud de los ciclos.

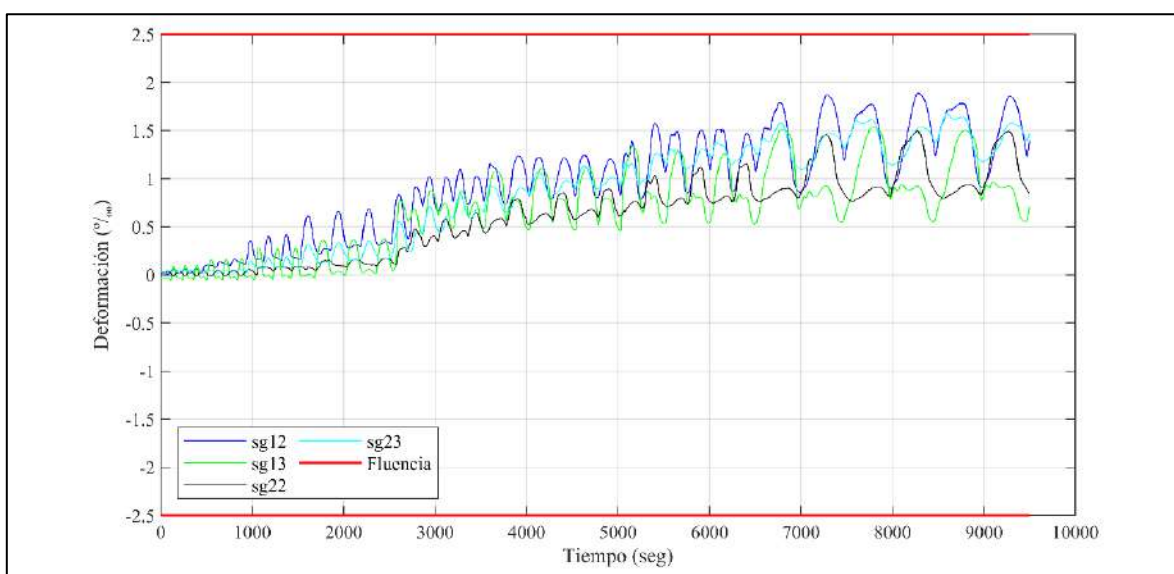


Figura 4 - 16. Deformación unitaria del refuerzo horizontal en el nivel a, ensayo RW5-S1.75-U.

La Figura 4 - 17 muestra la deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido, medido en la armadura horizontal ubicada a 600 mm de la base del muro (Nivel b en Figura 3 - 8). La figura muestra que el inicio de la fluencia en este nivel se midió solo en sg25 y se dio en $t = 5355$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de -15.29 mm. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 3.0 %, se midió en sg25 y se dio en $t = 7302$ seg. Adicionalmente, la figura muestra que la deformación unitaria del refuerzo horizontal aumenta progresivamente a medida que aumenta la amplitud de los ciclos.

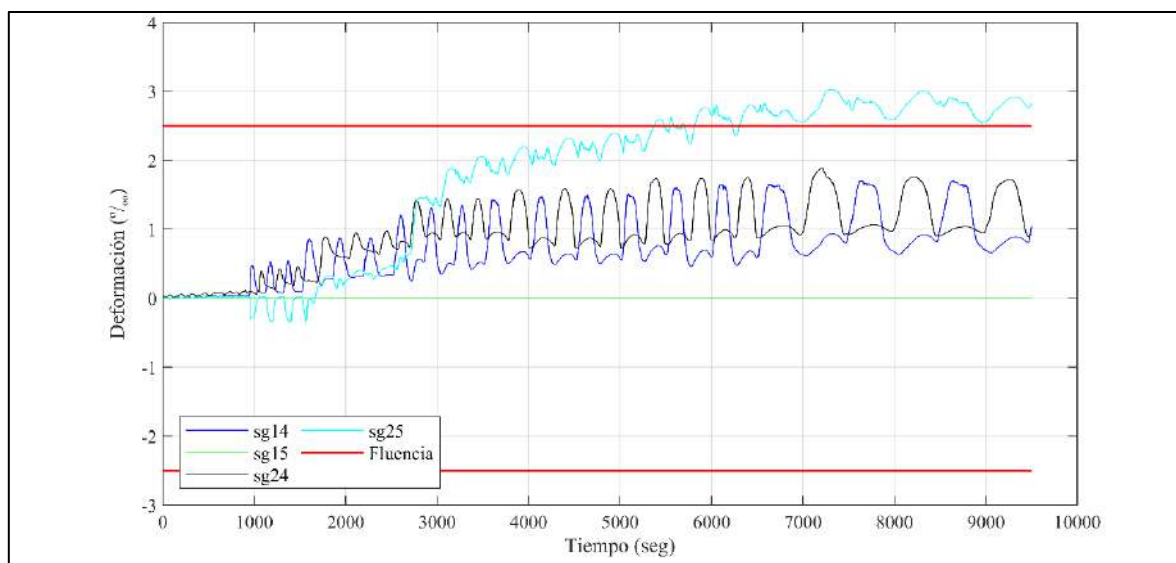


Figura 4 - 17. Deformación unitaria del refuerzo horizontal en el nivel b, ensayo RW5-S1.75-U..

4.1.10 Relación momento-curvatura

La Figura 4 - 18 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 3 - 7). La figura también muestra que la relación momento-curvatura es más lineal a mayor altura del muro (niveles 3 y 4). Además, el nivel 1 tiene un mayor comportamiento histerético y mayor disipación de energía que en los niveles 2, 3 y 4. Finalmente, la mayor curvatura que se observa en el lado negativo para el nivel 1, se atribuye al desprendimiento del transductor ubicado en borde inferior sur, debido al mayor daño en ese borde (ver Figura 4 - 3).

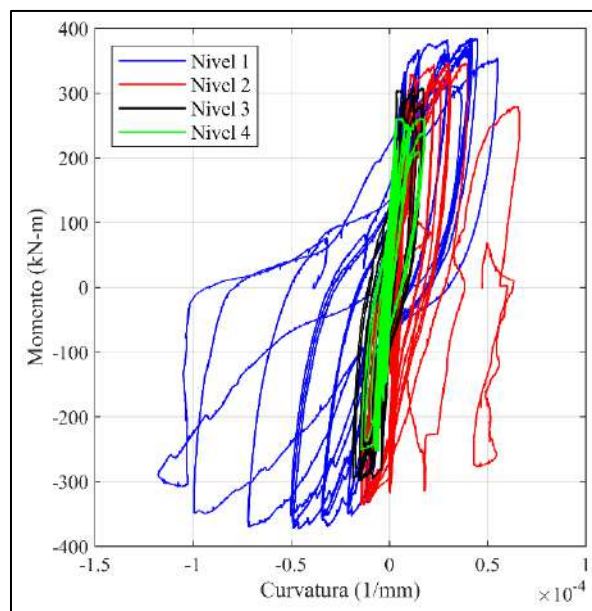


Figura 4 - 18. Relación momento-curvatura, ensayo RW5-S1.75-U.

4.1.11 Fotogrametría

La Figura 4 - 19 compara los desplazamientos laterales obtenidos mediante fotogrametría versus los desplazamientos laterales del muro en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). Los desplazamientos obtenidos mediante la fotogrametría se determinaron con un transductor virtual (opción del software), colocado en la misma ubicación del Canal 3. La figura muestra que los desplazamientos obtenidos mediante la fotogrametría son muy parecidos a las medidas por el Canal 3. La mayor diferencia entre las mediciones obtenidas mediante fotogrametría y el Canal 3 se obtuvieron luego de los 20 mm de desplazamiento. Los desplazamientos medidos mediante fotogrametría llegaron a ser hasta 6.7% mayores a los obtenidos con el Canal 3.

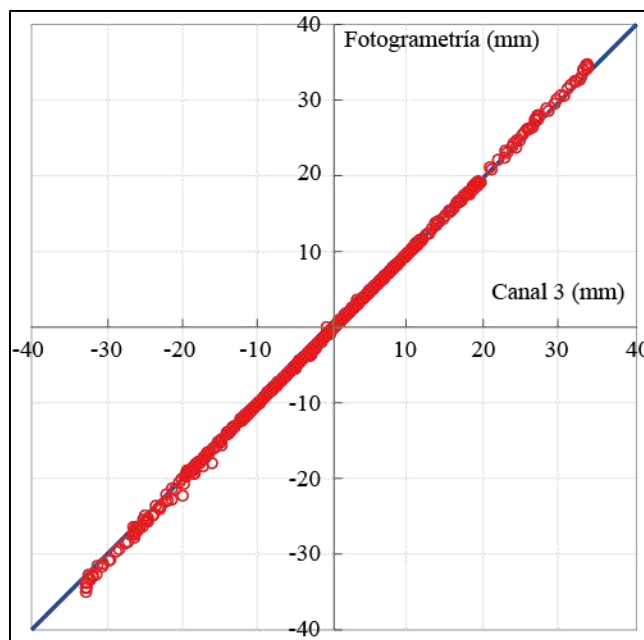


Figura 4 - 19. Comparación del desplazamiento lateral del muro obtenido con fotogrametría y con el canal 3, ensayo RW5-S1.75-U.

4.2 Ensayo RW6-S1.75-U

4.2.1 Daño observado

El ensayo RW6-S1.75-U corresponde al muro RW6-S1.75 ensayado bajo el protocolo de carga sin daño previo. Las primeras grietas observadas, para una deriva objetivo de 0.35%, fueron grietas horizontales que se desarrollaron en los bordes del muro y estaban espaciadas a aproximadamente 200 mm. Para la deriva objetivo de 0.50% aparecieron grietas diagonales en las regiones superiores del muro, y la densidad de las grietas fue mayor en la mitad inferior de los muros. Además, el ancho de las grietas diagonales y horizontales aumentó, y las grietas diagonales se alargaron hacia los bordes inferiores. Para una deriva objetivo de 1.0% se observaron grietas diagonales significativas. Los ángulos de las grietas diagonales oscilaron entre 35° y 60°. Después de la deriva objetivo final de 1.5%, pero manteniendo la carga axial, el muro presenta grietas horizontales y diagonales visibles. Además, se observaron leves grietas verticales en los bordes inferiores (Figura 4 - 20).

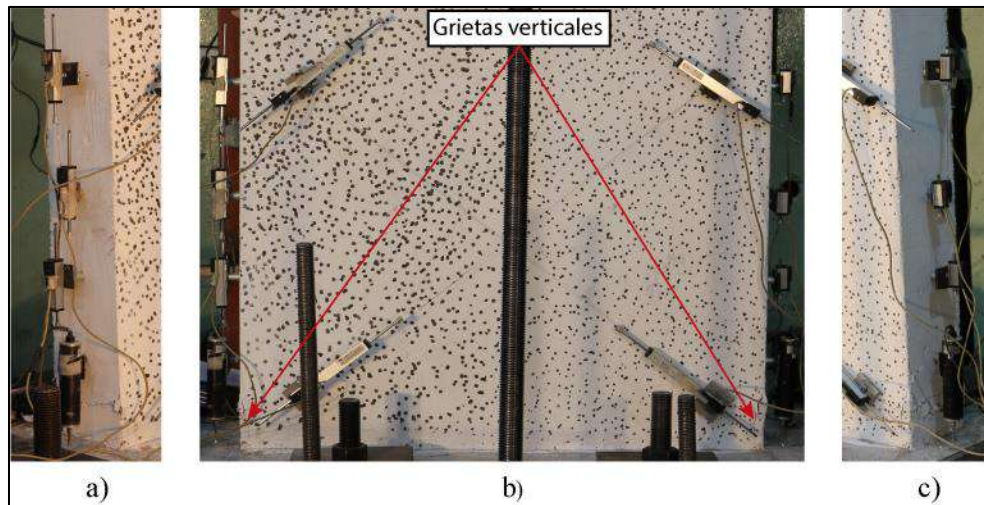


Figura 4 - 20. Aspecto del muro al finalizar el ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 4 - 21 muestra la relación carga-desplazamiento del ensayo RW6-S1.75-U. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +15.98 mm en sentido positivo, y hasta -15.58 mm en sentido negativo. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +19.56 mm en sentido positivo, y hasta -19.02 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

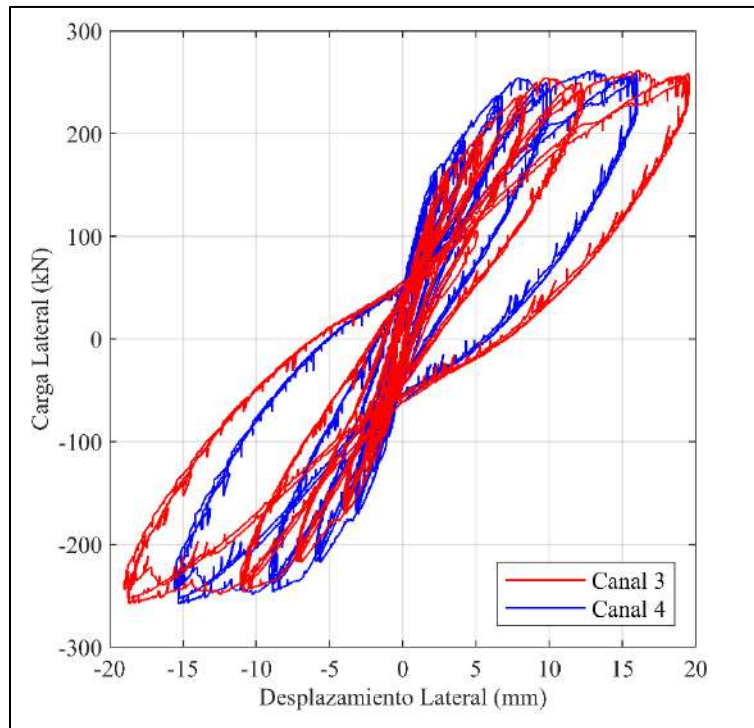


Figura 4 - 21. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW6-S1.5-U.

4.2.3 Carga axial

La Figura 4 - 22 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 314.6 kN (ALR = 10.0%). La figura también muestra que la carga axial tuvo picos importantes. La mayor caída se produjo en $t = 1416$ seg. con un valor de 245.7 kN (ALR = 7.8%) y el mayor incremento se produjo en $t = 2335$ seg. con un valor de 330.1 kN (ALR = 10.5%). Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 281.8 kN (ALR = 9.0%).

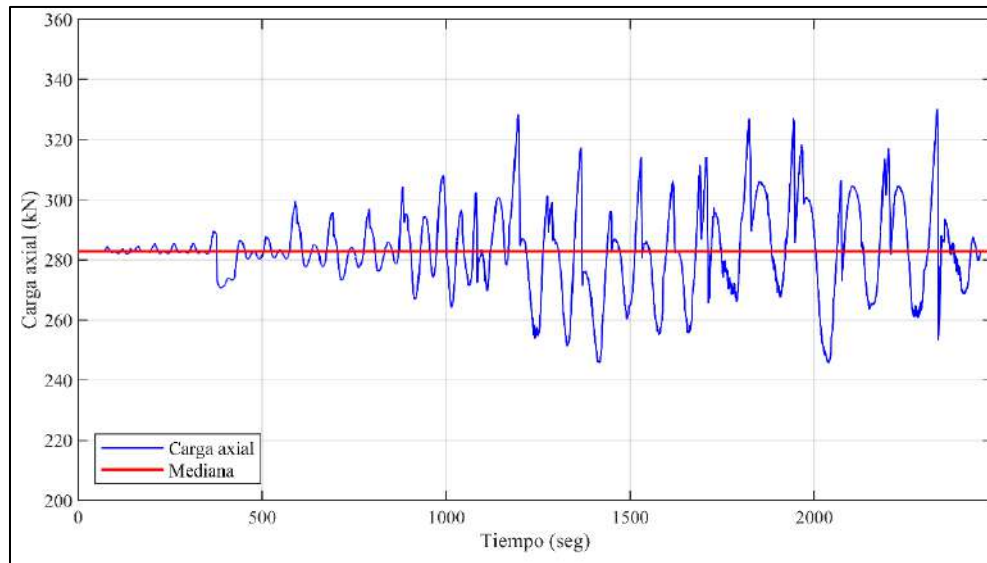


Figura 4 - 22. Carga axial versus tiempo, ensayos RW6-S1.75-U.

4.2.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 4 - 23 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.2 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -1.08 mm en $t = 1972$ seg. Este desplazamiento máximo de la base y representa el 5.6% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (+19.4 mm).

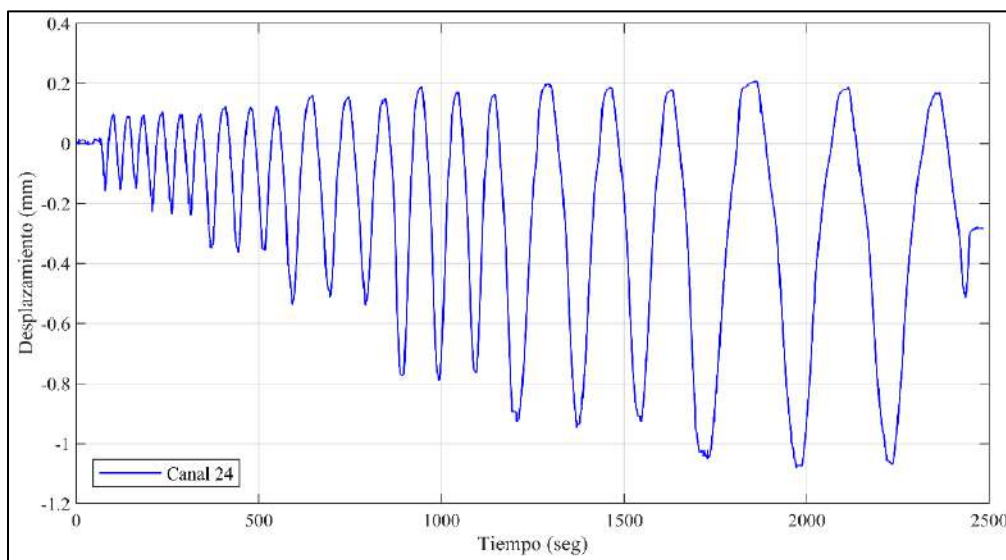


Figura 4 - 23. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.

La Figura 4 - 24 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de -0.000091° , en $t = 2333$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de -0.0025 mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una despreciable influencia en el desplazamiento lateral del muro.

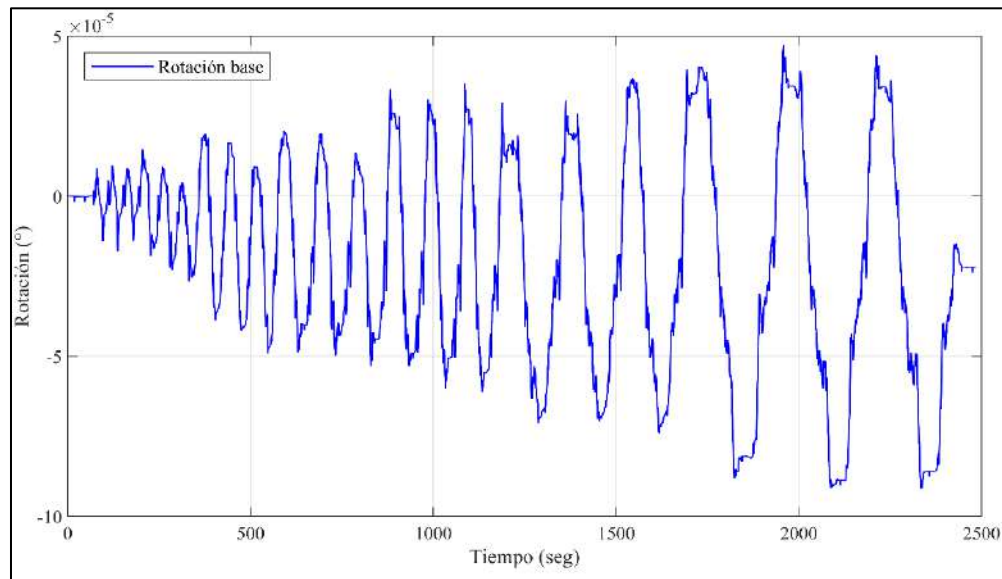


Figura 4 - 24. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.5 Deformación de corte

La Figura 4 - 25 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de $+4.61$ mm en $t = 2239$ seg.

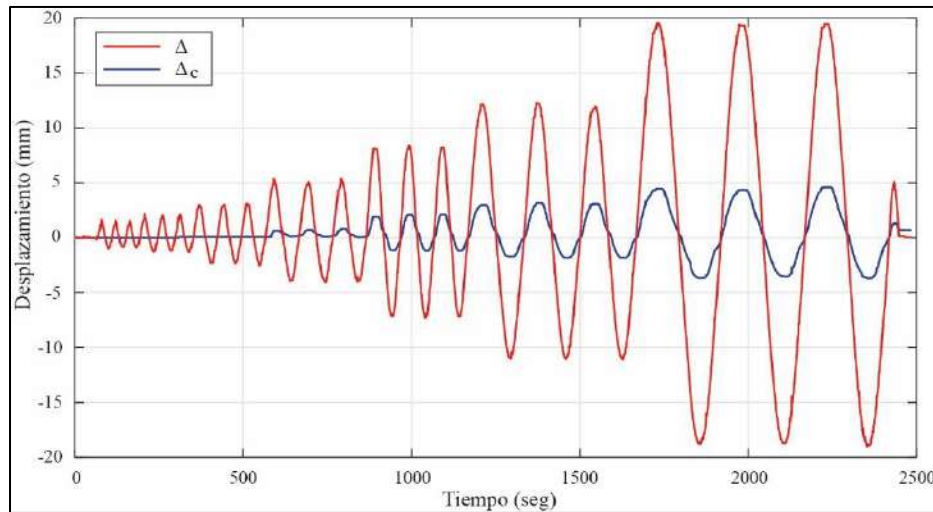


Figura 4 - 25. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.

La Figura 4 - 26 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue menor a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los desplazamientos laterales de la base (Figura 4 - 23). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió en deformación de flexión, corte y desplazamiento lateral de la base ($\Delta = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_d$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) fue incrementando hasta llegar a un valor máximo de 0.28 del desplazamiento máximo total, para una deriva objetivo del 0.75%. Esta proporción de desplazamiento de corte es similar a la proporción de 0.3, obtenida por Hube et al. [42] para el muro W5, que tenía una razón $M/(Vl_w)$ de 1.9. Adicionalmente, la proporción de desplazamiento de corte obtenida en el RW6-S1.75-U concuerda con el ACI 369 [20], que sugieren que existe influencia de corte en muros con relación $M/(Vl_w)$ entre 1.5 y 3.0.

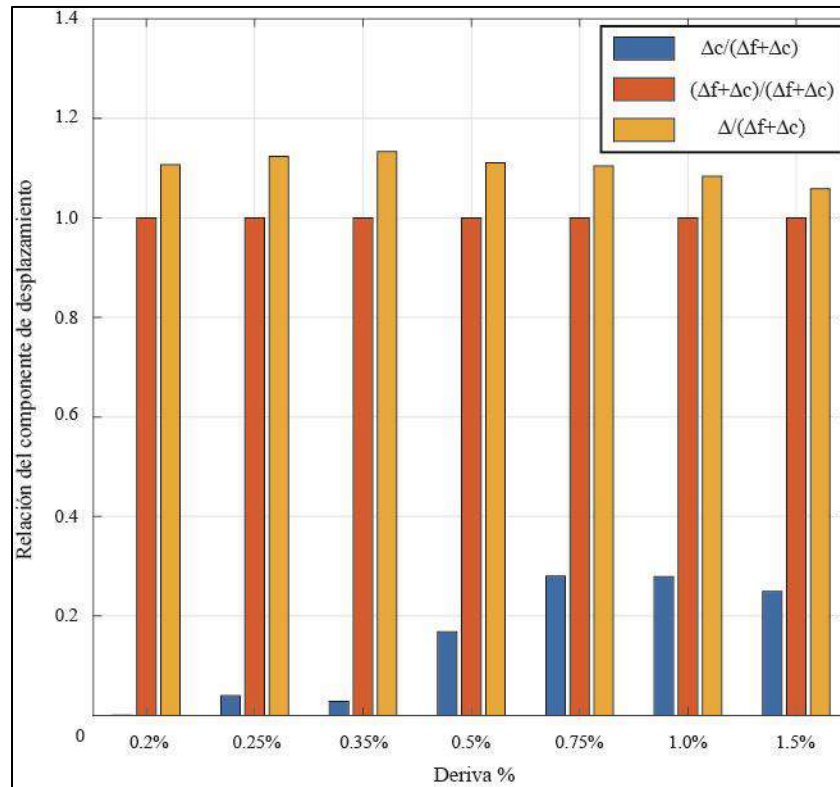


Figura 4 - 26. Proporción de componentes de desplazamiento, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.6 Rotación de la viga cabezal

La Figura 4 - 27 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 1729$ seg. y corresponde a -0.013° .

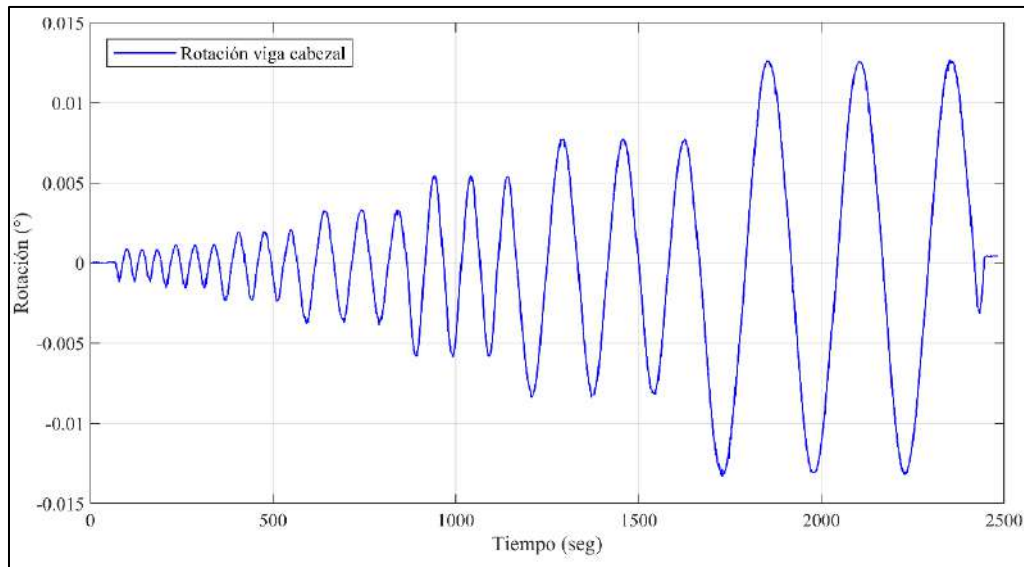


Figura 4 - 27. Rotación de la viga cabeza versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.7 Alargamiento del muro

La Figura 4 - 28 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabeza (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra simetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de +0.47 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.036%.

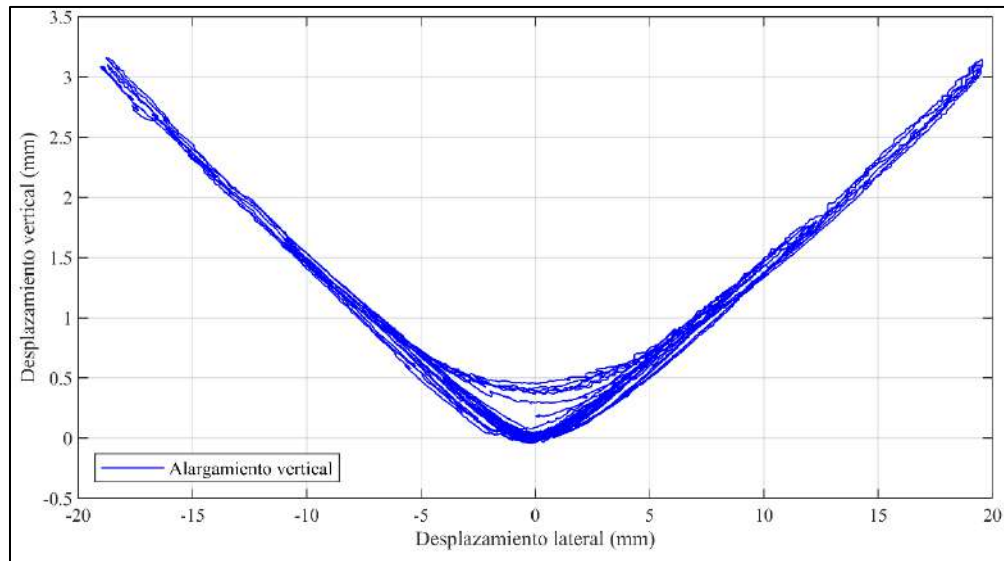


Figura 4 - 28. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 4 - 29 muestra el desplazamiento fuera del plano medido con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 3 - 7) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 7 en $t = 2204$ seg. y corresponde a -2.70 mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de -0.17% . Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión pequeña en el muro correspondiente a 0.22° en $t = 1717$ seg,

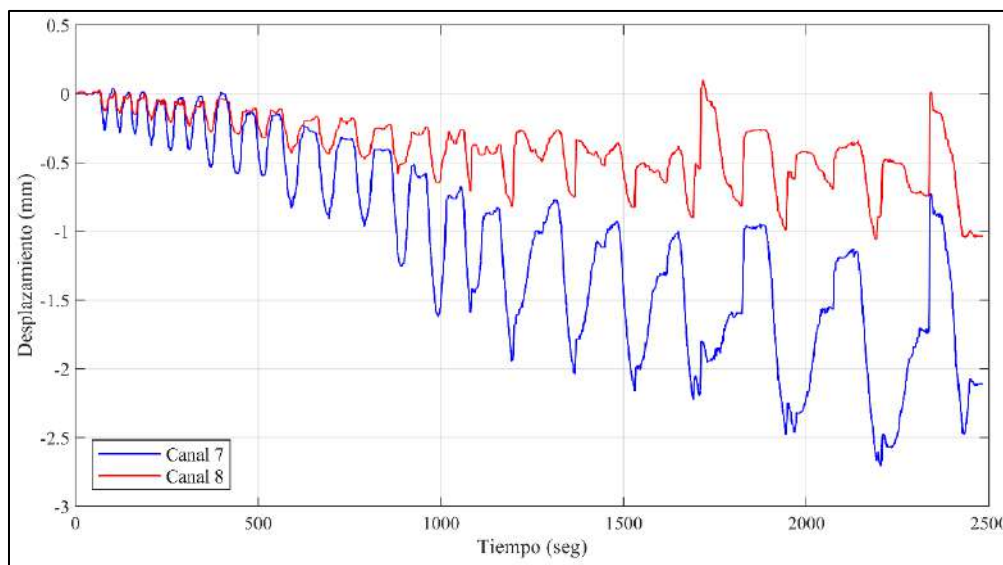


Figura 4 - 29. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 4 - 30 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde y vertical distribuido, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 3 - 8). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 1800 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.20 ‰ en los primeros 68 seg., para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal de borde (2.5 ‰ Tabla 3 - 4) se midió en sg1 en $t = 585$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +4.67 mm. El inicio de la fluencia para el refuerzo vertical distribuido (2.5 ‰ Tabla 3 - 4) se midió en sg3 en $t = 884$ seg. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal de borde fue de -9.24 ‰, se midió en sg16 en $t = 1210$ seg. La máxima deformación unitaria en el refuerzo vertical distribuido fue de 11.61 ‰ se midió en sg3 en $t = 1726$ seg.

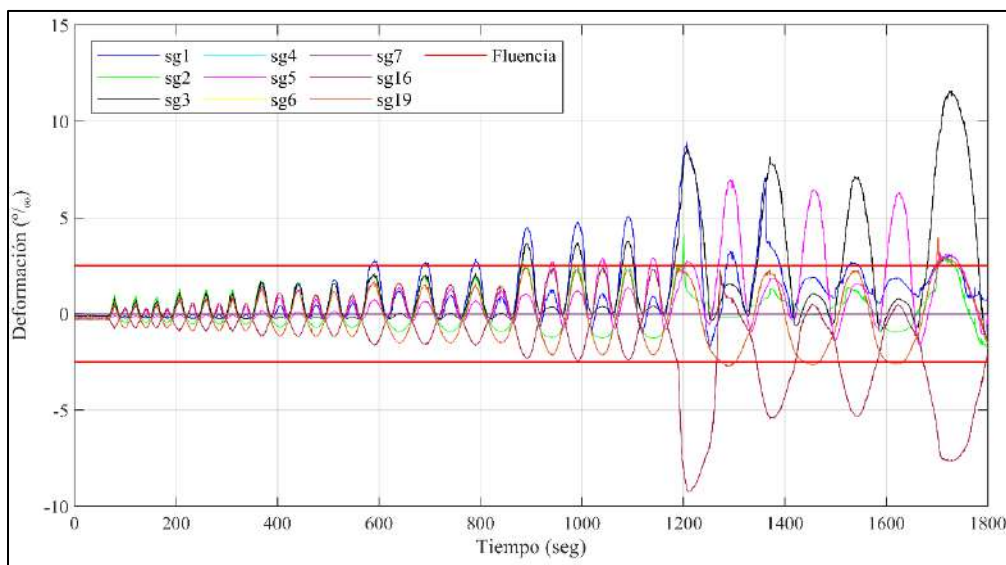


Figura 4 - 30. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal en la base del muro, ensayo RW6-S1.75-U.

La Figura 4 - 31 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde, medida en el nivel a del muro (Figura 3 - 8). La figura muestra que los strain-gages sg8 y sg9 registraron deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.11 %, mientras que sg17 registro deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.87 %, en los primeros 65 seg. El inicio de la fluencia en este nivel se midió en sg8 y se dio en $t = 879$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabzal del muro (Canal 3) fue de +5.55 mm. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 6.7 %, se midió en sg8 en $t = 1193$ seg.

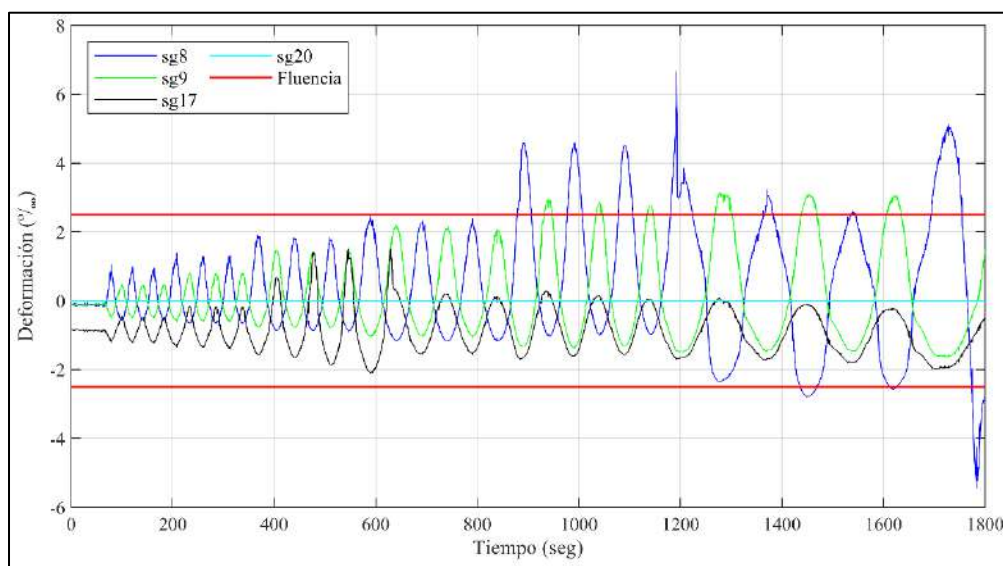


Figura 4 - 31. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-U.

La Figura 4 - 32 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde, medido en el nivel b del muro (Figura 3 - 8). La figura muestra que los strain-gages sg10 y sg11 registraron deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.07 %, mientras que sg18 registro deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.26 %, en los primeros 67 seg. El inicio de la fluencia en este nivel se midió en sg10 y se dio en $t = 881$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabzal del muro (Canal 3) fue de +5.82 mm. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 3.2 %, se midió en sg10 en $t = 4388$ seg.

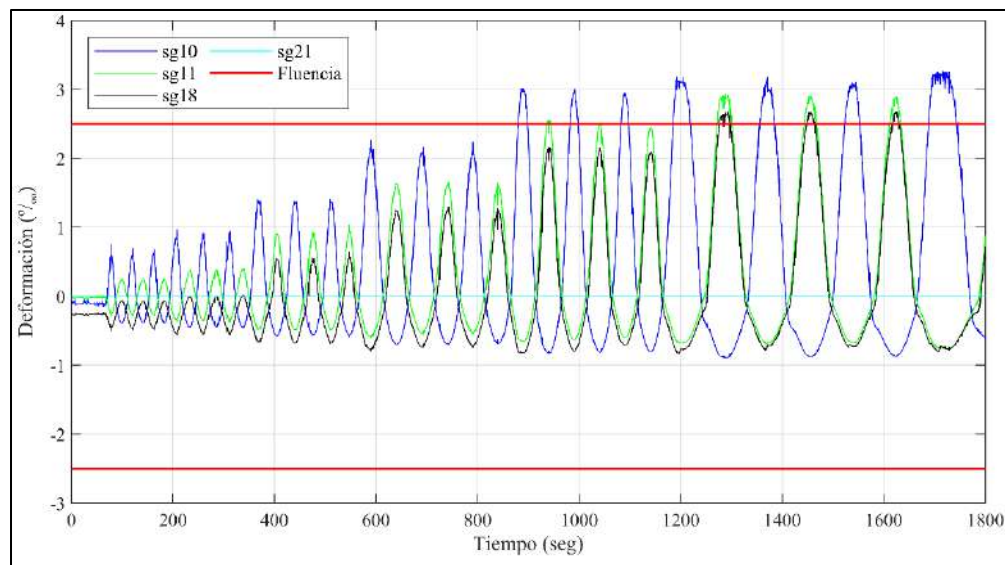


Figura 4 - 32. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-U.

La Figura 4 - 33 muestra la deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido, medido en la armadura horizontal ubicada a 150 mm de la base del muro (Nivel a en Figura 3 - 8). La figura muestra que el inicio de la fluencia en este nivel se midió solo en sg12 y se dio en $t = 2355$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabzal del muro (Canal 3) fue de -18.75 mm. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel coincidió con el inicio de la fluencia del refuerzo horizontal. Adicionalmente, la figura muestra que la deformación unitaria del refuerzo horizontal aumenta progresivamente a medida que aumenta la amplitud de los ciclos.

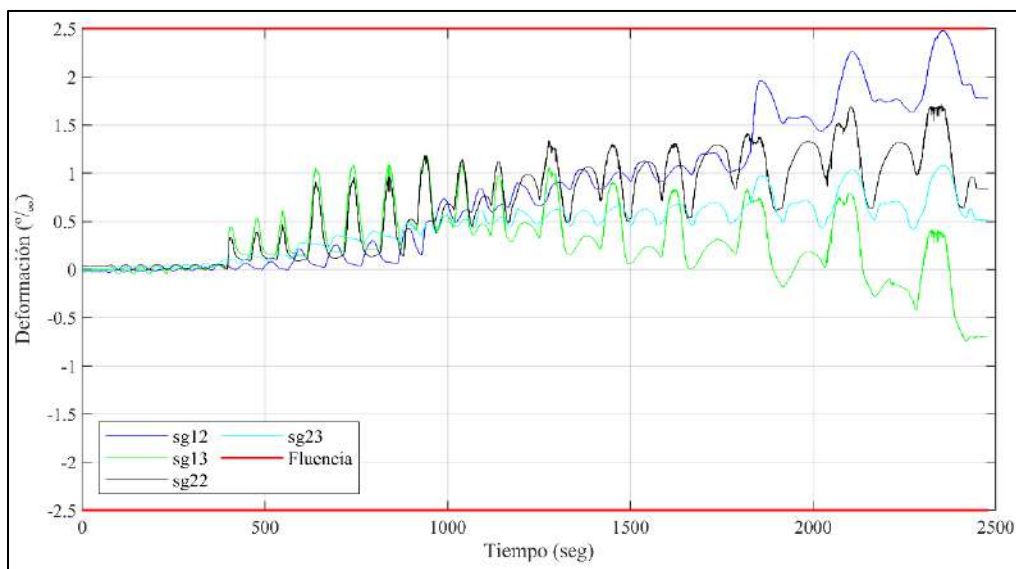


Figura 4 - 33. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-U.

La Figura 4 - 34 muestra la deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido, medido en la armadura horizontal ubicada a 600 mm de la base del muro (Nivel b en Figura 3 - 8). La figura muestra que, a pesar del incremento de la deformación unitaria en el tiempo, no se logró la fluencia del refuerzo horizontal en este nivel. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 1.4 %, se midió en sg24 y se dio en $t = 2352$ seg.

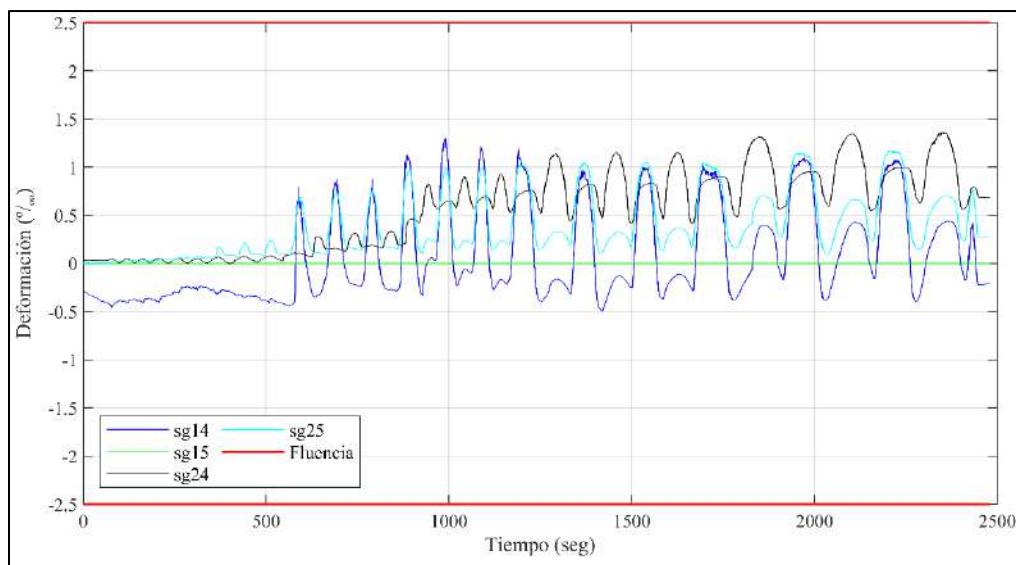


Figura 4 - 34. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.10 Relación momento-curvatura

La Figura 4 - 35 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 3 - 7). La figura también muestra que la relación momento-curvatura es más lineal a mayor altura del muro (niveles 3 y 4). Además, el nivel 1 tiene un mayor comportamiento histerético y mayor disipación de energía que en los niveles 2, 3 y 4.

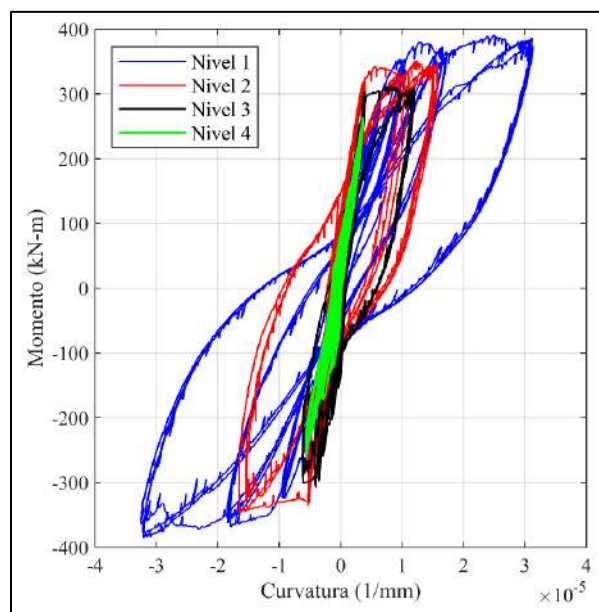


Figura 4 - 35. Relación momento-curvatura, ensayo RW6-S1.75-U.

4.2.11 Fotogrametría

La Figura 4 - 36 compara los desplazamientos laterales obtenidos mediante fotogrametría versus los desplazamientos laterales del muro en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). Los desplazamientos obtenidos mediante la fotogrametría se determinaron con un transductor virtual (opción del software), colocado en la misma ubicación del Canal 3. La figura muestra que los desplazamientos obtenidos mediante la fotogrametría son muy parecidos a las medidas por el Canal 3. La mayor diferencia entre las mediciones obtenidas mediante fotogrametría y el Canal 3 se obtuvieron luego de los 15 mm de desplazamiento. Los desplazamientos medidos mediante fotogrametría llegaron a ser hasta 3.1% mayores a los obtenidos con el Canal 3.

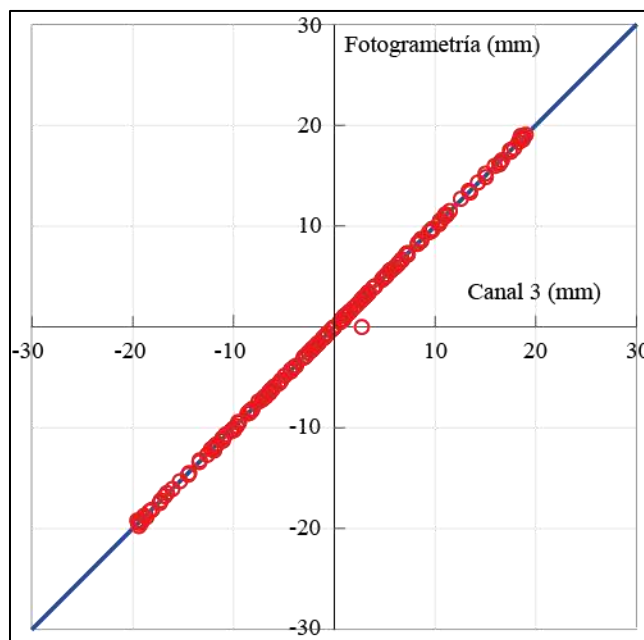


Figura 4 - 36. Comparación del desplazamiento lateral del muro obtenido con fotogrametría y con el canal 3, ensayo RW6-S1.75-U.

4.3 Ensayo RW6-S1.75-D

4.3.1 Daño observado

El ensayo RW6-S1.75-D corresponde al muro RW6-S1.75 ensayado bajo el protocolo de carga con daño previo. El ensayo RW6-S1.75-D se inició con grietas visibles horizontales y diagonales, a pesar de la aplicación de la carga axial. El ancho de las grietas diagonales existentes aumentó para los ciclos de deriva objetivo de 0.35% y el ancho de las grietas horizontales existentes aumentó para los ciclos de deriva objetivo de 1.0%. Durante los ciclos posteriores, aparecieron nuevas grietas horizontales cerca de los bordes, además aparecieron nuevas grietas diagonales a lo largo de la altura del muro y aumentó el ancho de las grietas horizontales y diagonales. La falla de RW6-S1.75-D también se caracterizó por el aplastamiento del hormigón y el pandeo y fractura del refuerzo longitudinal (Figura 4 - 37d). A diferencia del ensayo RW5-S1.75-U, en el ensayo RW6-S1.75-D se observaron dos grietas diagonales principales (una en cada dirección) desde la mitad superior del muro hasta los bordes inferiores. El modo de falla flexural observado demostró que el refuerzo horizontal distribuido fue suficiente para evitar una falla de tensión diagonal. El daño observado al final del ensayo RW6-S1.75-D se muestra en la Figura 4 - 37.

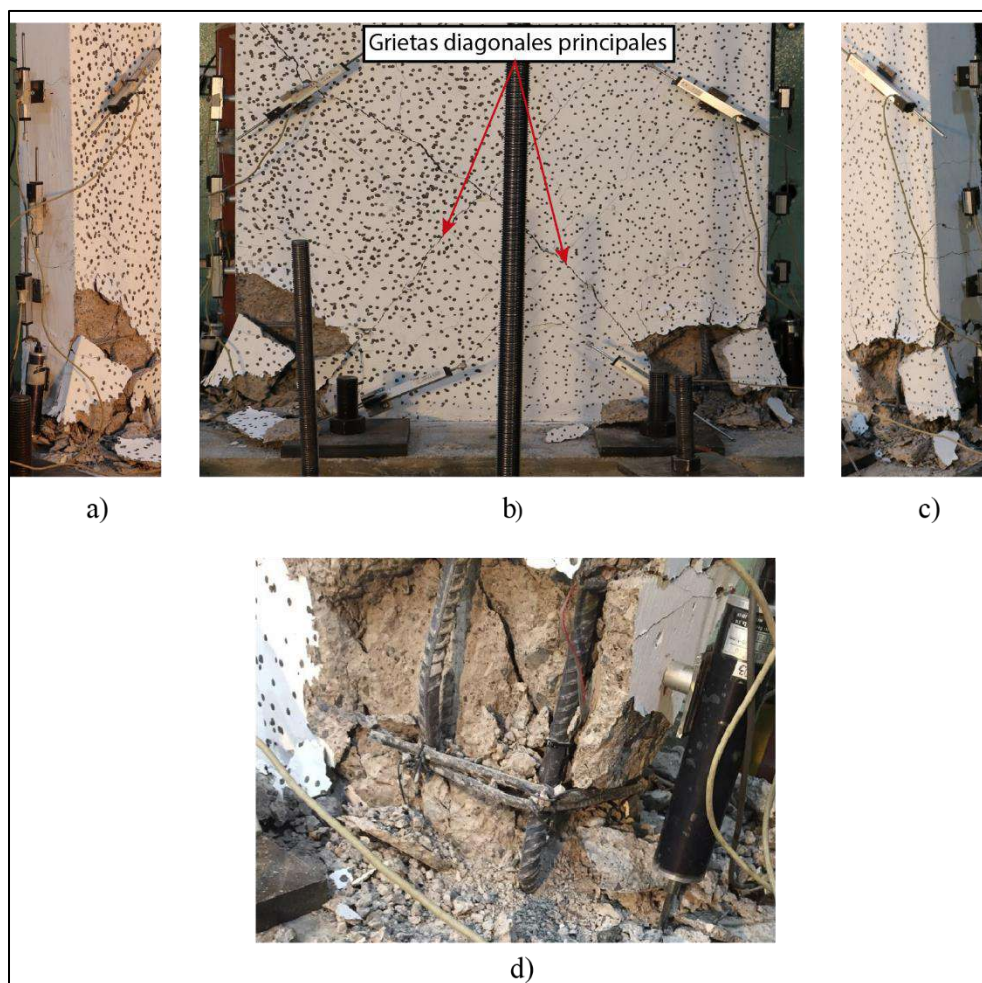


Figura 4 - 37. Aspecto del muro al finalizar el ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 4 - 38 muestra la relación carga-desplazamiento lateral en el ensayo RW6-S1.75-D. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +24.70 mm en sentido positivo, y hasta -25.61 mm en sentido negativo. En el sentido positivo y negativo, este transductor no midió más desplazamiento porque este alcanzó su máximo desplazamiento. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +42.36 mm en sentido positivo, y hasta -38.93 mm en sentido negativo. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor

ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

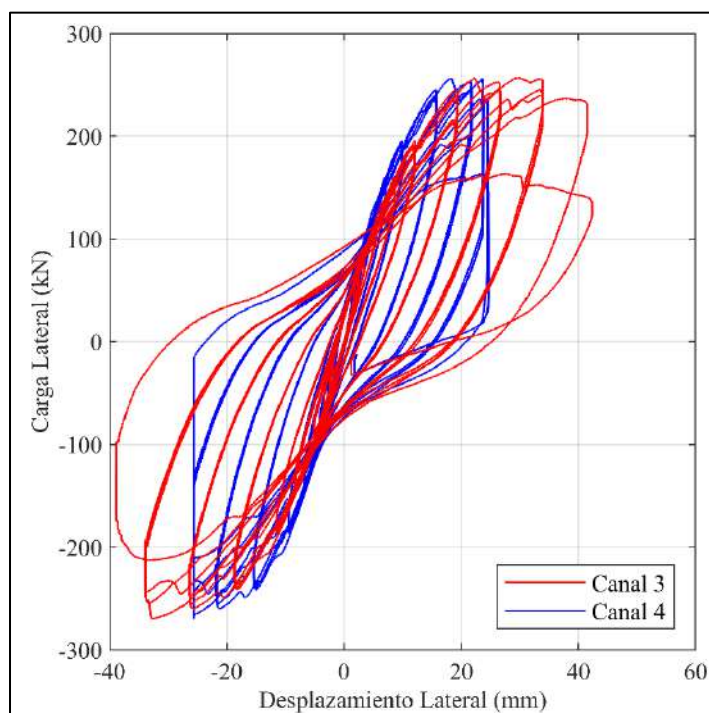


Figura 4 - 38. Relacion carga-desplazamiento lateral, ensayo RW6-S1.5-U.

4.3.3 Carga axial

La Figura 4 - 39 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 314.6 kN (ALR = 10.0%). La figura también muestra que la carga axial tuvo picos importantes. La mayor caída se produjo en $t = 3662$ seg. con un valor de 234.6 kN (ALR = 7.5%) y el mayor incremento se produjo en $t = 3380$ seg. con un valor de 338.5 kN (ALR = 10.8%). Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 283.8 kN (ALR = 9.0%).

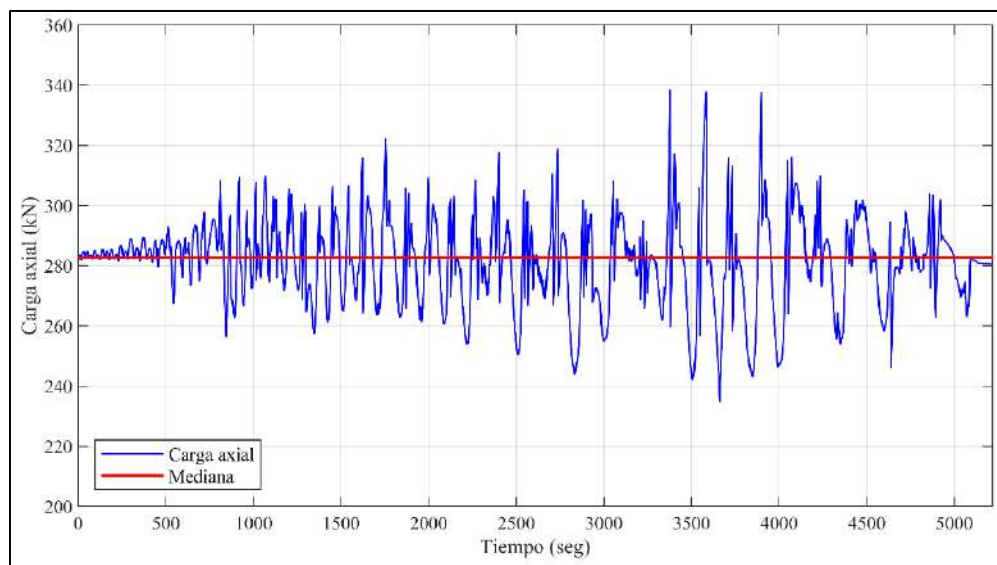


Figura 4 - 39. Carga axial versus tiempo, ensayos RW6-S1.75-U.

4.3.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 4 - 40 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.5 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -0.97 mm en $t = 3440$ seg. Este desplazamiento máximo de la base y representa el 2.9% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (+33.96 mm).

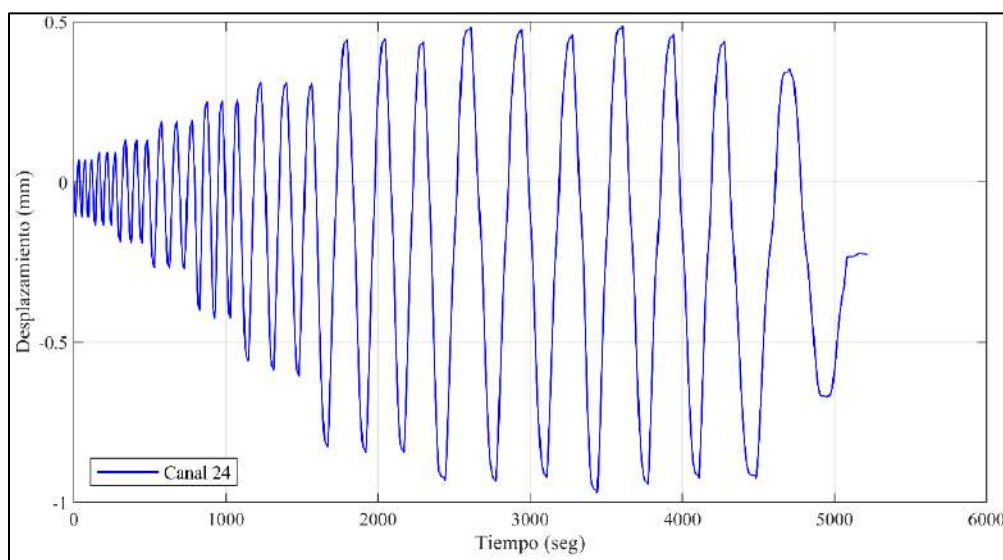


Figura 4 - 40. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.

La Figura 4 - 41 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de $+0.0001^\circ$, en $t = 3750$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de $+0.0027$ mm en la mitad de la viga cabestal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una despreciable influencia en el desplazamiento lateral del muro.

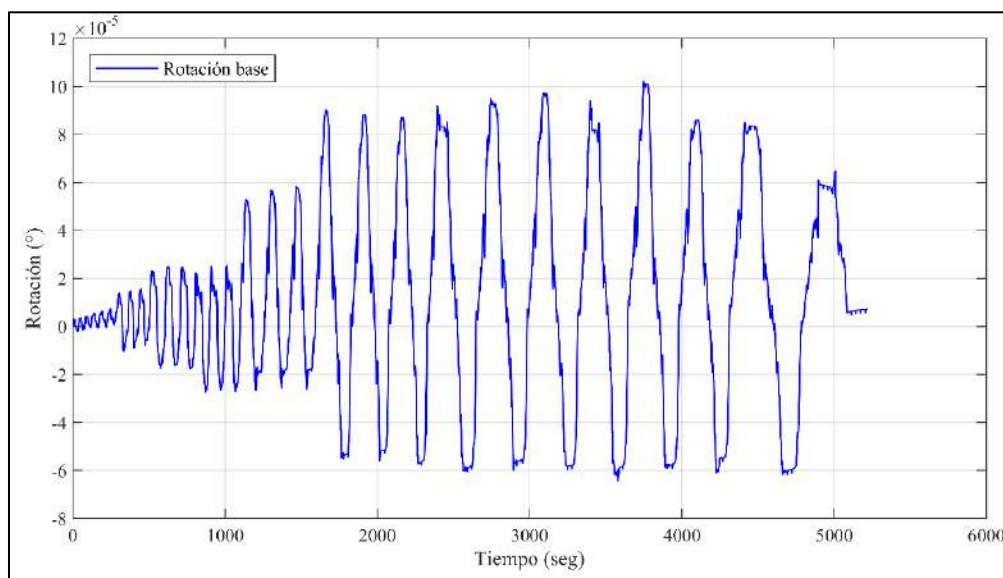


Figura 4 - 41. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-U.

4.3.5 Deformación de corte

La Figura 4 - 42 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de 11.80 mm en $t = 4465$ seg. Para el siguiente ciclo positivo se observa un salto brusco en la deformación por corte. Esta deformación excesiva de corte se debe al desprendimiento de los transductores que median la deformación diagonal (ver Figura 4 - 37).

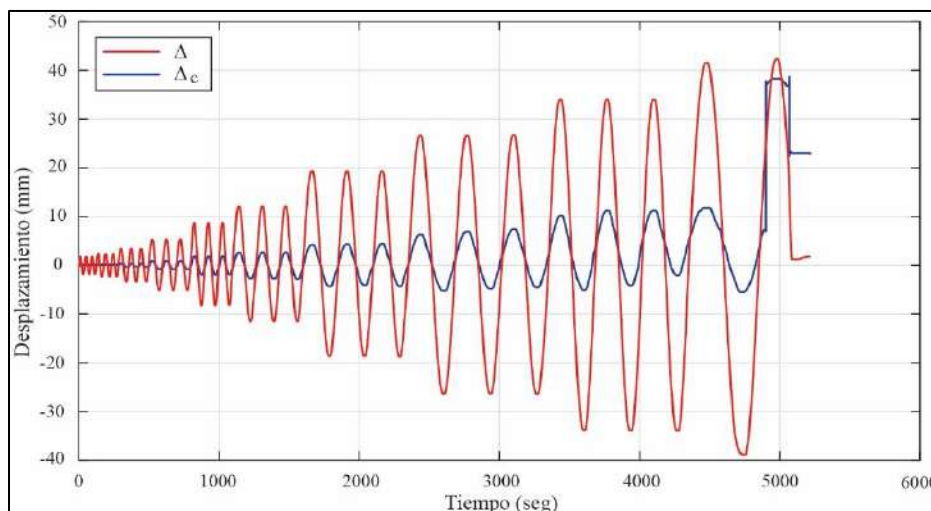


Figura 4 - 42. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.

La Figura 4 - 43 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue menor a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los desplazamientos laterales de la base (Figura 4 - 40). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió en deformación de flexión, corte y desplazamiento lateral de la base ($\Delta = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_d$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) fue incrementando hasta llegar a un valor máximo de 0.34 del desplazamiento máximo total, para una deriva objetivo del 2.5% (antes del salto brusco). Esta proporción de desplazamiento de corte es mayor a la proporción de 0.28 obtenida en el ensayo del muro en la condición no dañado (RW6-S1.75-U).

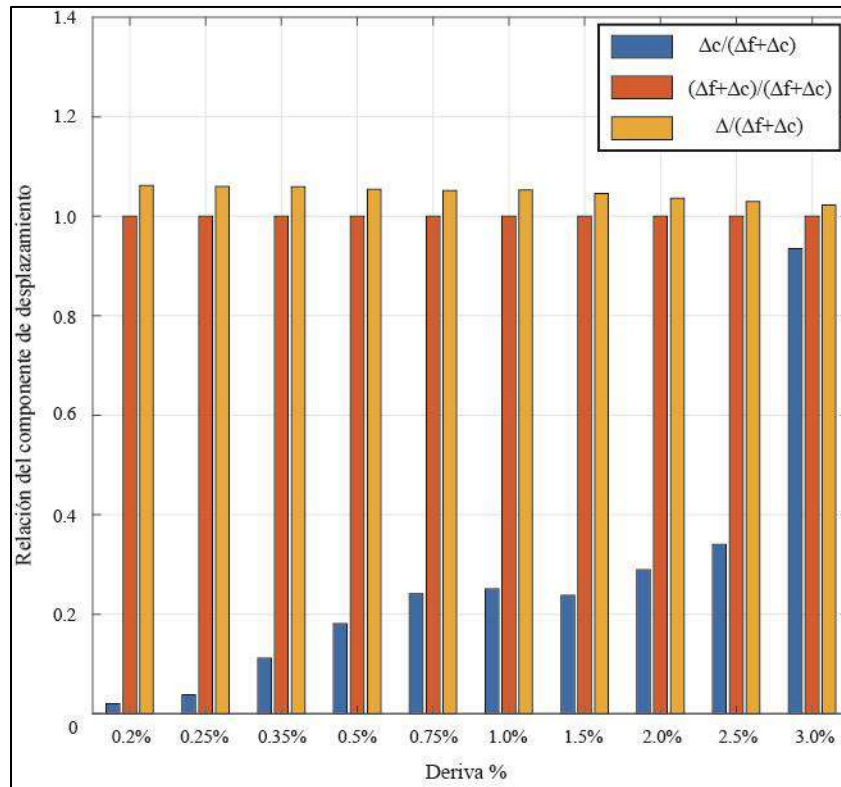


Figura 4 - 43. Proporción de componentes de desplazamiento, ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.6 Rotación de viga cabezal

La Figura 4 - 44 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 4979$ seg. y corresponde a -0.031° .

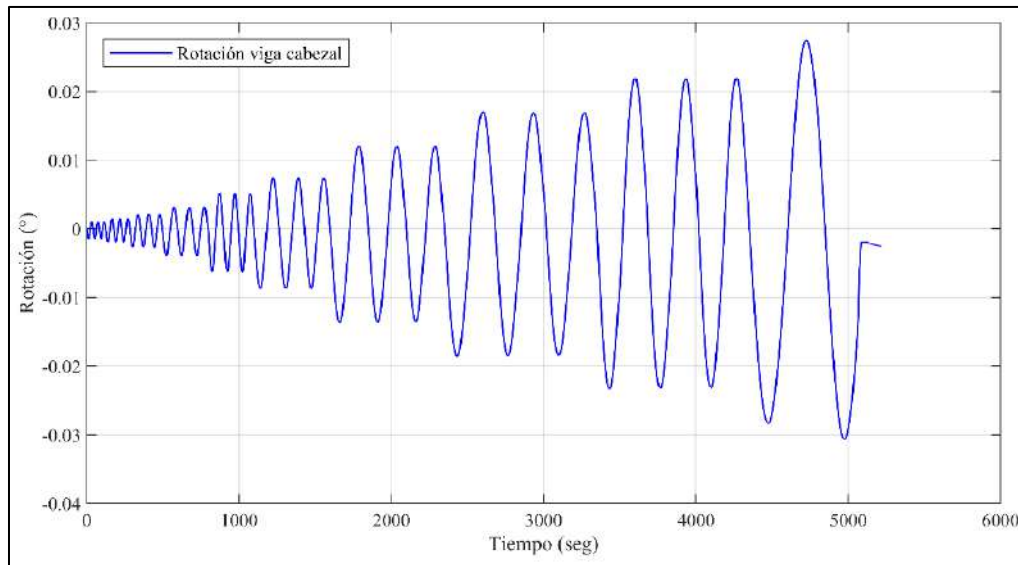


Figura 4 - 44. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.7 Alargamiento del muro

La Figura 4 - 45 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabezal (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra simetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de +1.23 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.093%. Si se suma el alargamiento residual de 0.036% obtenido en el ensayo RW6.S1.75-U, el alargamiento residual total del muro después de los dos ensayos es 0.13%.

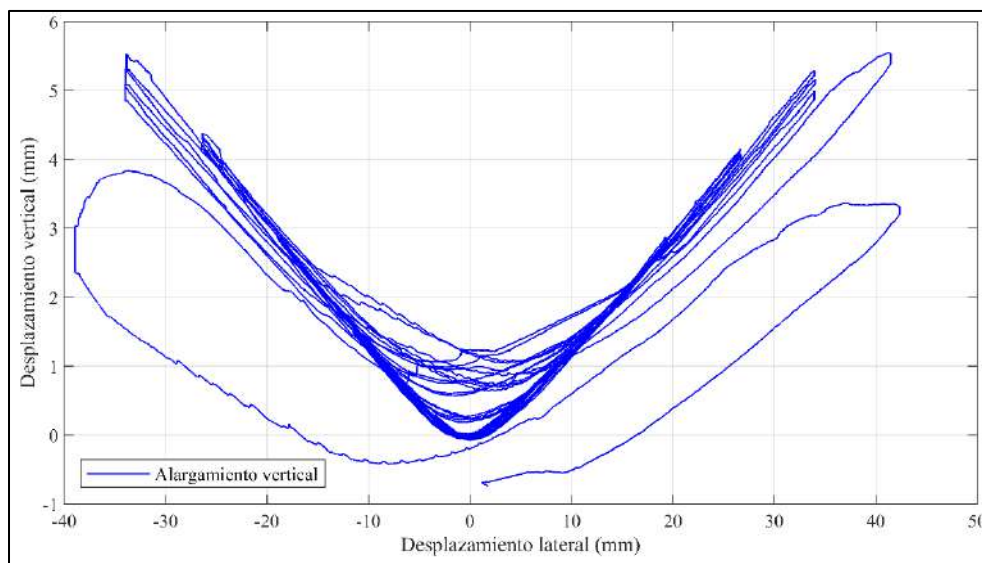


Figura 4 - 45. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 4 - 46 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 3 - 7) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 8 en $t = 3614$ seg. y corresponde a $+2.40$ mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de $+0.15\%$. Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión pequeña en el muro correspondiente a 0.27° en $t = 4482$ seg,

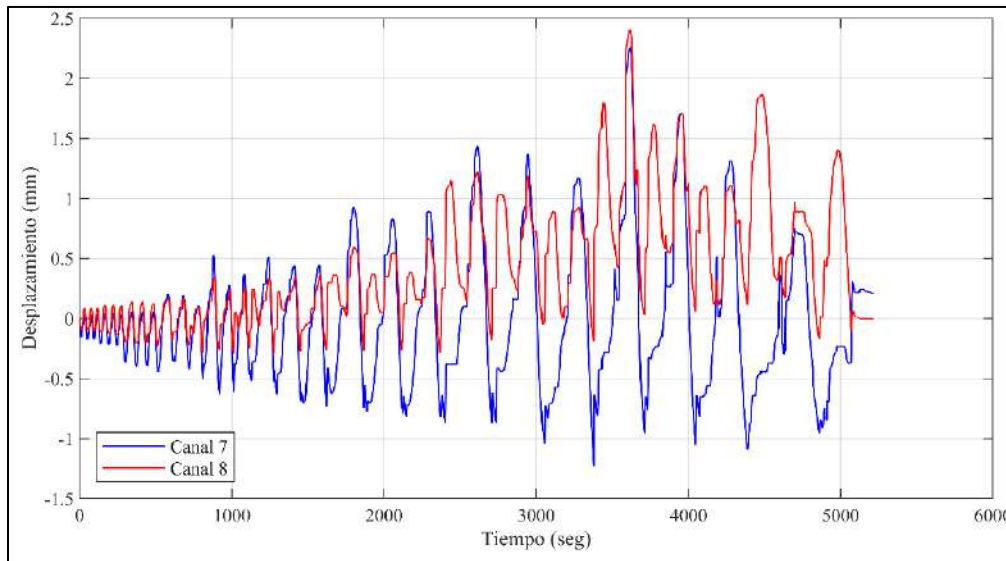


Figura 4 - 46. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 4 - 47 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde y vertical distribuido, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 3 - 8). Los strain-gages parte con una deformación inicial distinta de cero, que corresponde a la deformación residual del ensayo RW6-S.175-U. La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 900 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra que la deformación unitaria medida por los strain-gages, en este nivel, no presenta un incremento consistente en el tiempo, a diferencia de lo observado en RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-U (Figura 4 - 13 y Figura 4 - 30). Esto se debe a que durante el primer protocolo de carga (RW6-S1.75-U) el refuerzo estuvo sometido deformaciones iniciales, lo que provocó que los strain-gages se despeguen o registren medidas inconsistentes.

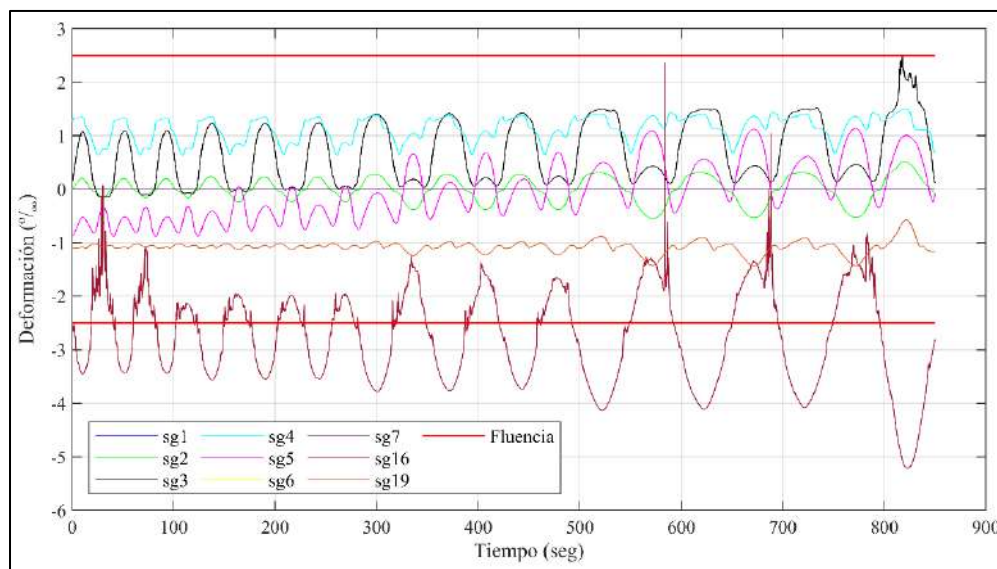


Figura 4 - 47. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal en la base del muro, ensayo RW6-S1.75-D.

La Figura 4 - 48 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde, medida en el Nivel a del muro (Figura 3 - 8). La figura también muestra que la deformación unitaria medida por los strain-gages, en este nivel, no presenta un incremento consistente en el tiempo, a diferencia de lo observado en RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-U (Figura 4 - 14 y Figura 4 - 31). Esto se debe a que durante el primer protocolo de carga (RW6-S1.75-U) el refuerzo estuvo sometido deformaciones iniciales, lo que provocó que los strain-gages se despeguen o registren medidas inconsistentes. Por lo tanto, estas mediciones son ignoradas para análisis futuros.

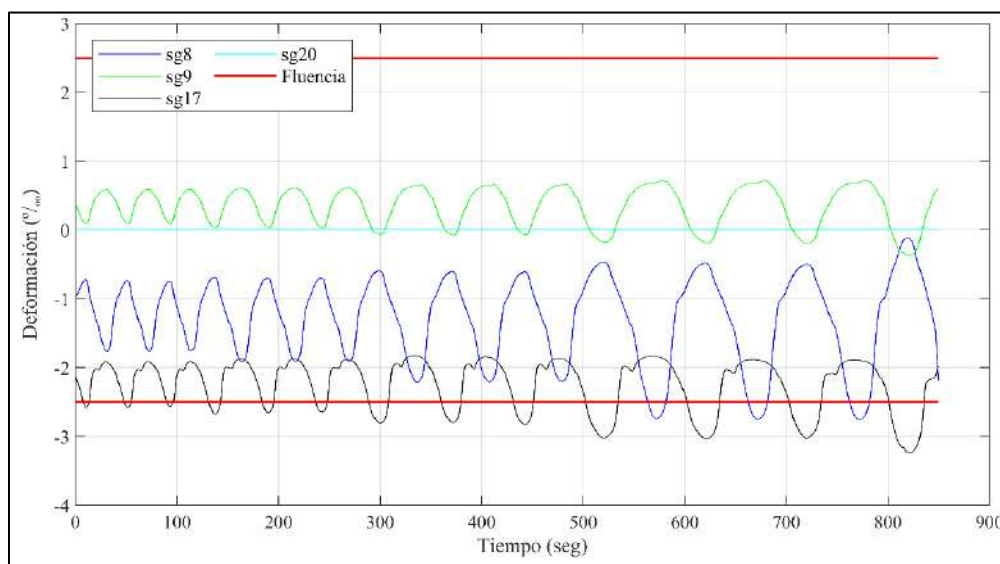


Figura 4 - 48. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-D.

La Figura 4 - 49 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde, medido en el nivel b del muro (Figura 3 - 8). A diferencia de las mediciones realizadas en los otros strain-gages de este ensayo, sí fue posible hacer mediciones significativas. La figura muestra que los strain-gages sg11 y sg18 registraron deformaciones unitarias semejantes durante el ensayo, sin llegar a la fluencia. Mientras que sg10 presentó deformaciones unitarias mayores que sg11 y sg18, pero que no llegaron a la fluencia. La máxima deformación unitaria registrada en este nivel fue de 2.1 ‰, se midió en sg10 en $t = 821$ seg.

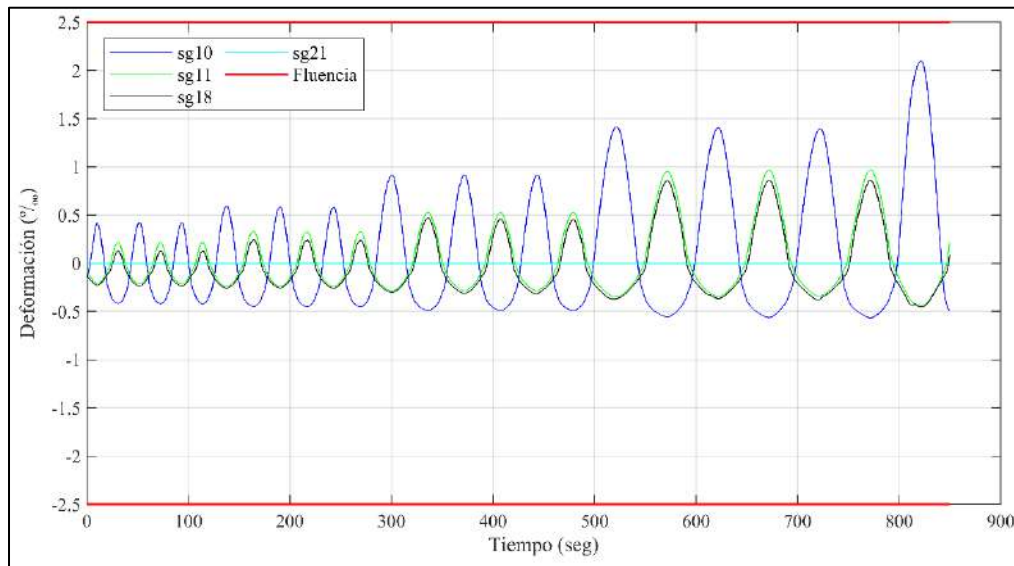


Figura 4 - 49. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal de borde en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-D.

La Figura 4 - 50 muestra la deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido, medido en la armadura horizontal ubicada a 150 mm de la base del muro (Nivel a en Figura 3 - 8). La figura también muestra que la deformación unitaria medida por los strain-gages, en este nivel, no presenta un incremento consistente en el tiempo, a diferencia de lo observado en RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-U (Figura 4 - 16 y Figura 4 - 33). Esto se debe a que durante el primer protocolo de carga (RW6-S1.75-U) el refuerzo estuvo sometido deformaciones iniciales, lo que provocó que los strain-gages se despeguen o registren medidas inconsistentes. Por lo tanto, estas mediciones son ignoradas para análisis futuros.

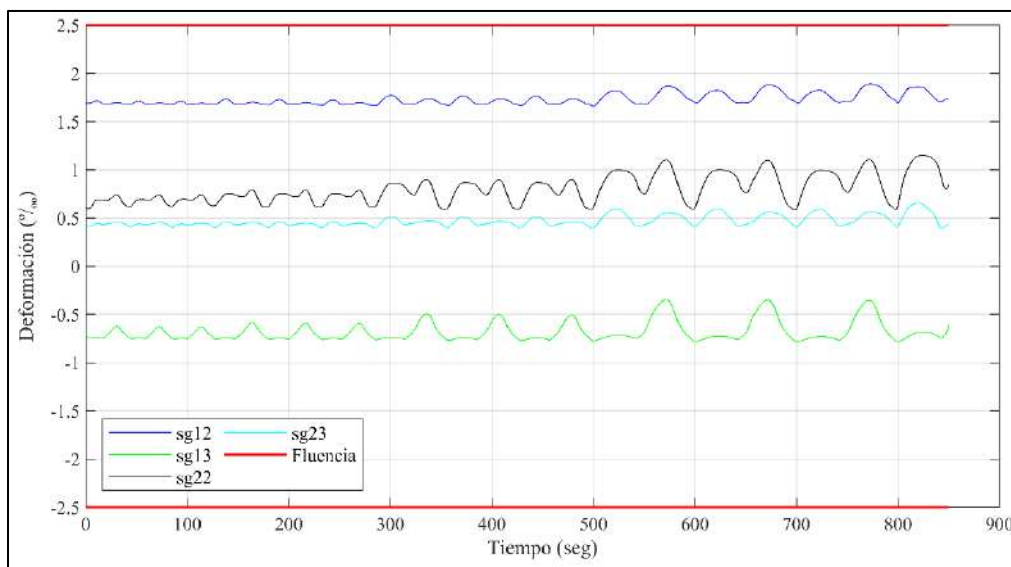


Figura 4 - 50. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel a, ensayo RW6-S1.75-D.

La Figura 4 - 51 muestra la deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido, medido en la armadura horizontal ubicada a 600 mm de la base del muro (Nivel b en Figura 3 - 8). La figura también muestra que la deformación unitaria medida por los strain-gages, en este nivel, no presenta un incremento consistente en el tiempo, a diferencia de lo observado en RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-U (Figura 4 - 17 y Figura 4 - 34). Esto se debe a que durante el primer protocolo de carga (RW6-S1.75-U) el refuerzo estuvo sometido deformaciones iniciales, lo que provocó que los strain-gages se despeguen o registren medidas inconsistentes. Por lo tanto, estas mediciones son ignoradas para análisis futuros.

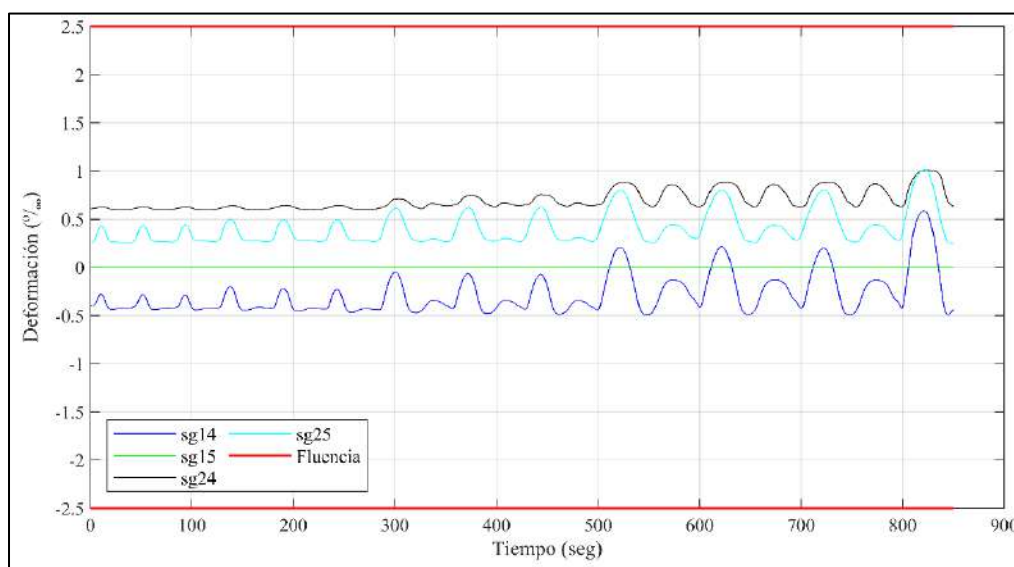


Figura 4 - 51. Deformación unitaria del refuerzo horizontal distribuido en el nivel b, ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.10 Relación momento curvatura

La Figura 4 - 52 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 3 - 7). La figura también muestra que la relación momento-curvatura es más lineal a mayor altura del muro (niveles 3 y 4). Además, el nivel 1 tiene un mayor comportamiento histerético y mayor disipación de energía que en los niveles 2, 3 y 4.

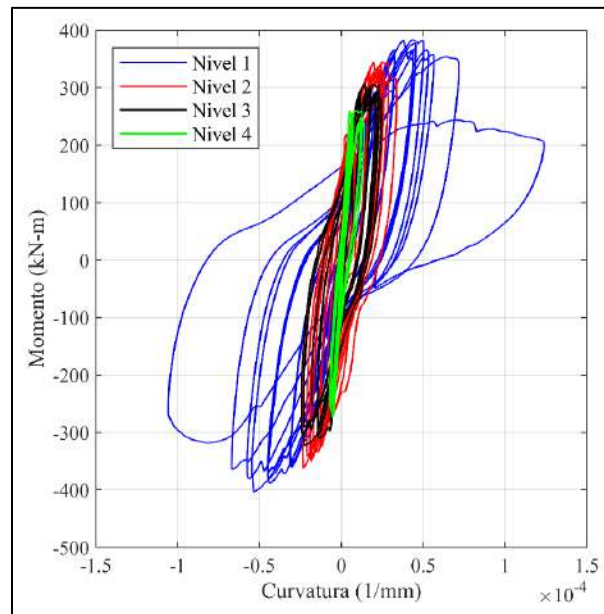


Figura 4 - 52. Relación momento-curvatura, ensayo RW6-S1.75-D.

4.3.11 Fotogrametría

La Figura 4 - 53 compara los desplazamientos laterales obtenidos mediante fotogrametría versus los desplazamientos laterales del muro en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). Los desplazamientos obtenidos mediante la fotogrametría se determinaron con un transductor virtual (opción del software), colocado en la misma ubicación del Canal 3. La figura muestra que los desplazamientos obtenidos mediante la fotogrametría son muy parecidos a las medidas por el Canal 3. La mayor diferencia entre las mediciones obtenidas mediante fotogrametría y el Canal 3 se obtuvieron luego de los 20 mm de desplazamiento. Los desplazamientos medidos mediante fotogrametría llegaron a ser hasta 9.7% mayores a los obtenidos con el Canal 3.

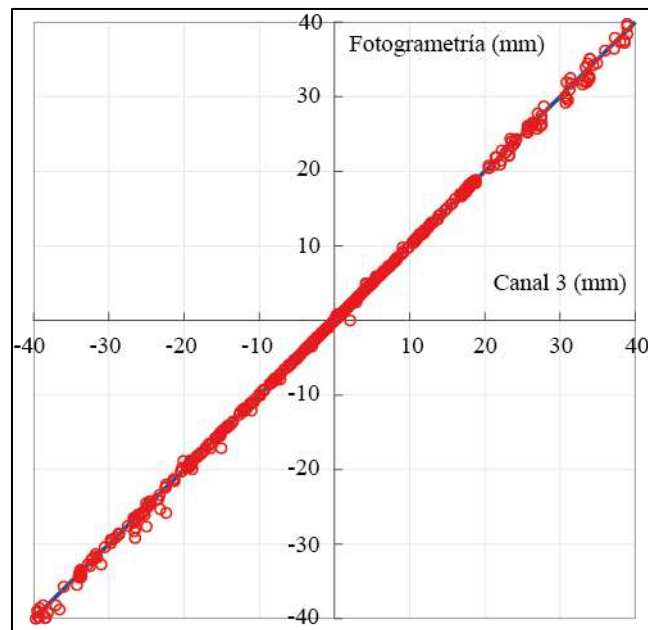


Figura 4 - 53. Comparación del desplazamiento lateral del muro obtenido con fotogrametría y con el canal 3, ensayo RW6-S1.75-D.

5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD RESIDUAL

Este capítulo presenta las curvas carga-desplazamiento lateral corregidas de los seis muros de la campaña experimental. Luego, se compara la resistencia experimental con la estimación de la resistencia de los seis muros. A partir de las curvas carga-desplazamiento lateral, se analizan los parámetros de energía disipada, relación de amortiguamiento y capacidad residual según FEMA [52], [81]. La descripción se realiza para cada par de muros idénticos (RW1-S2.5 con RW2-S2.5, RW3-S2.5 con RW4-S2.5 y RW5-S1.75 con RW6-S1.75).

5.1 Relación carga-desplazamiento lateral

Para la siguiente discusión, se obtuvo el desplazamiento lateral del muro (Δ) del transductor de desplazamiento ubicado en la viga cabezal a la altura del actuador (Canal 3 ver Figura 3 - 7), y restando el desplazamiento de la base (Canal 24, ver Figura 3 - 7). La deriva (δ) se obtuvo mediante el cociente entre Δ y la altura desde la interfaz muro-base hasta la aplicación de la carga lateral (2250 mm para los muros esbeltos y 1570 mm para los muros cortos). Las curvas de carga-deriva para cada uno de los ensayos se muestran en la Figura 5 - 1. Además, los puntos característicos (fluencia, resistencia máxima y deriva máxima) de cada ensayo se muestran en la Figura 5 - 1 y se detallan en la Tabla 5 - 1.

Para el ensayo RW1-S2.5-U los datos de los strain-gages colocados en las barras longitudinales indicaron que la fluencia en cada dirección de carga se inició a derivas de +0.31% (+7.0 mm) y -0.43% (-9.7 mm) y con resistencias laterales de +117 kN y -142 kN, respectivamente. La fluencia en RW2-S2.5-U se inició con derivas de +0.29% (+6.5 mm) y -0.33% (-7.3 mm), con resistencias laterales de +132 kN y -135 kN, respectivamente. La resistencia lateral máxima medida para RW1-S2.5-U fue de +180 kN la cual se alcanzó con una deriva de +1.78% (+40.0 mm), que es un 23% mayor que $V@M_n$ (Tabla 3 - 1). La resistencia lateral máxima medida para RW2-S2.5-U fue de +185 kN la cual se alcanzó con una deriva de +1.55% (+34.9 mm), que es un 26% mayor que $V@M_n$. La deriva máxima medida en RW1-S2.5-U y RW2-S2.5-U fue -1.83% (-41.2 mm) y +1.76% (+39.5 mm), respectivamente. La deriva máxima se define en este estudio como la deriva máxima del

primer ciclo del último paso de deformación. Mientras para RW2-S2.5-D, la resistencia lateral máxima fue de -178 kN y se alcanzó con una deriva de -1.64% (-3.9 mm). La relación deriva máxima de RW2-S2.5-D fue + 2.23% (+50.2 mm).

Para el ensayo RW3-S2.5-U los datos de los strain-gages colocados en las barras longitudinales indicaron que la fluencia en cada dirección de carga se inició a derivas de + 0.22% (+4.9 mm) y -0.35% (-7.9 mm), con resistencias laterales de +139 kN y -168 kN, respectivamente. La fluencia en RW4-S2.5-U se inició con derivas de + 0.23% (+5.2 mm) y -0.29% (-6.5 mm), con resistencias laterales de +129 kN y -175 kN, respectivamente. La resistencia lateral máxima medida para RW3-S2.5-U fue de +214 kN la cual se alcanzó con una deriva de +1.75% (+39.3 mm), que es un 24% más alta que $V@M_n$ (Tabla 3 - 1). La resistencia lateral máxima medida para RW4-S2.5-U fue de +205 kN la cual se alcanzó con una deriva de +1.07% (+24.1 mm), que es un 19% mayor que $V@M_n$. La deriva máxima en RW3-S2.5-U fue -2.25% (-50.7 mm), mientras que para RW4-S2.5-U fue de +1.22% (+27.5 mm). Mientras que para RW4-S2.5-D la resistencia lateral máxima fue de -211 kN, la cual se alcanzó con una deriva de -1.80% (-40.4 mm). La deriva máxima de RW4-S2.5-D fue -2.53% (-57.0 mm).

Para el ensayo RW5-S1.75-U los datos de los strain-gages colocados en las barras longitudinales indicaron que la fluencia en cada dirección de carga se inició a derivas de + 0.28% (+4.4 mm) y -0.39% (-6.2 mm), con resistencias laterales de +170 kN y -199 kN, respectivamente. La fluencia en RW6-S1.75-U se inició con derivas de +0.30% (+4.7 mm) y -0.34% (-5.3 mm), con resistencias laterales de +200 kN y -190 kN, respectivamente. La resistencia lateral máxima medida para RW5-S1.75-U fue de +258 kN la cual se alcanzó con una deriva de +1.66% (+26.1 mm), que es un 24% mayor que $V@M_n$ (Tabla 3 - 1). La resistencia lateral máxima medida para RW6-S1.75-U fue de +261 kN la cual se alcanzó con una deriva de +0.96% (+15.1 mm), que es un 26% mayor que $V@M_n$. La deriva máxima en RW5-S1.75-U fue de -2.27% (-35.6 mm), mientras que para RW6-S1.75-U la deriva máxima fue de -1.18% (-18.6 mm). Mientras que para RW6-S1.75-D la resistencia lateral máxima fue de -270 kN, la cual se alcanzó con una deriva de -2.09% (-32.7 mm). La deriva lateral máxima de RW6-S1.75-D fue de +2.57% (+40.3 mm).

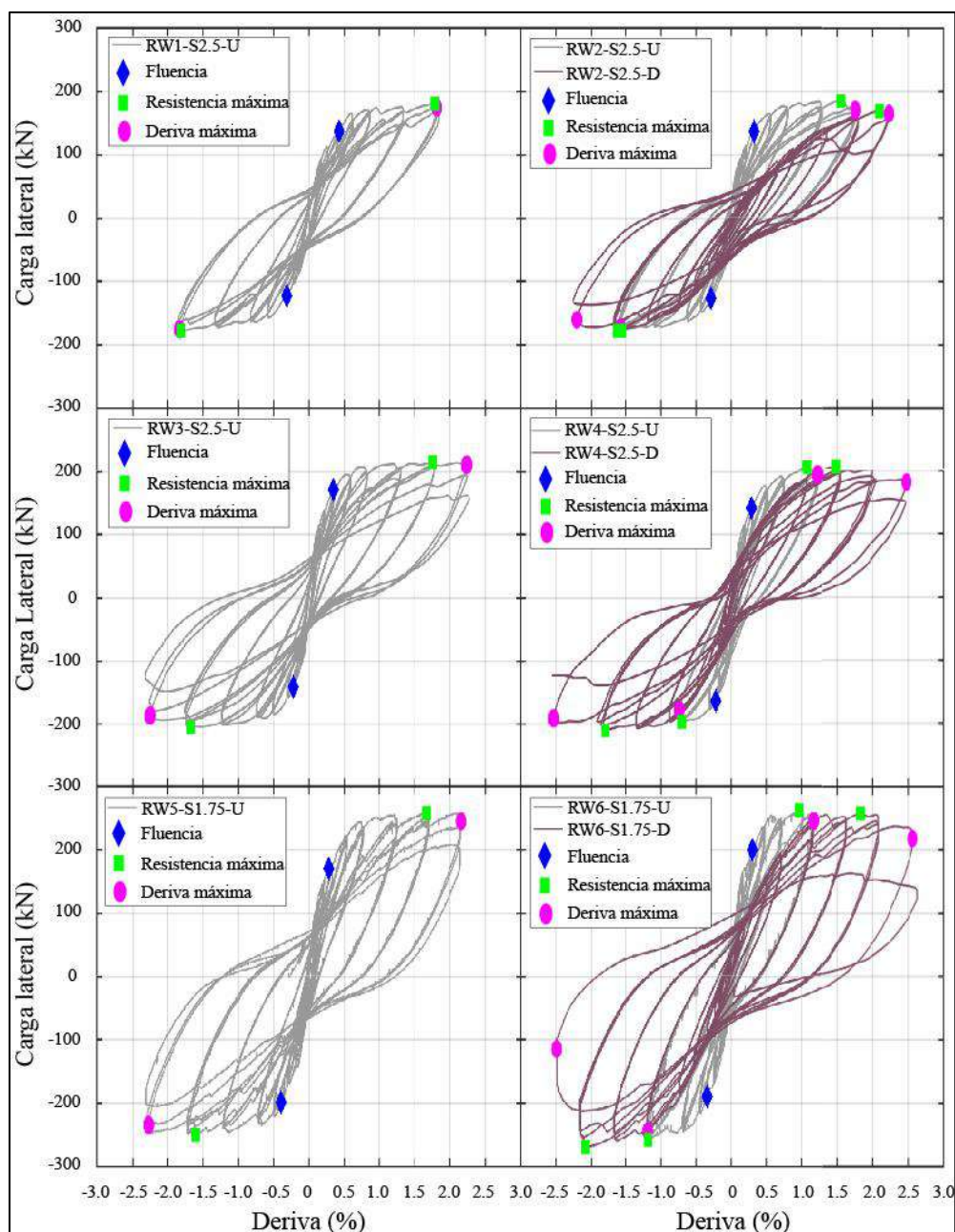


Figura 5 - 1. Relación carga-desplazamiento lateral de los seis muros.

En resumen, de los resultados de los muros sin daño previo se pudo determinar que la fluencia se inició para una deriva que varió entre 0.22% y 0.31%. Adicionalmente, la resistencia máxima experimental de los muros sin daño varió entre 180 kN y 261kN.

Tabla 5 - 1. Puntos característicos.

Muro	Protocolo de carga	DC	Fluencia		Resistencia máxima		Deriva máxima	
			F (kN)	δ (%)	F (kN)	δ (%)	F (kN)	δ (%)
RW1-S2.5	U	P	117	0.31	180	1.78	174	1.81
		N	-142	-0.43	-178	-1.81	-176	-1.83
RW2-S2.5	U	P	132	0.29	185	1.55	171	1.76
		N	-135	-0.33	-178	-1.55	-172	-1.57
	D	P	NA	NA	169	2.10	165	2.23
		N	NA	NA	-178	-1.64	-161	-2.20
RW3-S2.5	U	P	139	0.22	214	1.75	208	2.24
		N	-168	-0.35	-206	-1.67	-187	-2.25
RW4-S2.5	U	P	129	0.23	205	1.07	194	1.22
		N	-175	-0.29	-199	-0.70	-178	-0.73
	D	P	NA	NA	206	1.49	182	2.48
		N	NA	NA	-211	-1.80	-192	-2.53
RW5-S1.75	U	P	170	0.28	258	1.66	245	2.15
		N	-199	-0.39	-250	-1.61	-235	-2.27
RW6-S1.75	U	P	200	0.30	261	0.96	246	1.18
		N	-190	-0.34	-258	-1.18	-245	-1.18
	D	P	NA	NA	257	1.83	217	2.57
		N	NA	NA	-270	-2.08	-115	-2.49

5.2 Resistencia máxima

En esta sección se compara la resistencia máxima promedio experimental de los muros sin daño previo (de la Tabla 5 - 1) con la estimación de la resistencia a flexión y corte (Tabla 3 - 1). La Tabla 5 - 2 muestra los valores de la resistencia máxima promedio experimental (F_{mp}), la relación entre la resistencia máxima promedio con la estimación de la resistencia a flexión ($F_{mp}/V@M_n$) y la relación entre la resistencia máxima promedio con la estimación de la resistencia a corte (F_{mp}/V_n). Los valores de F_{mp} variaron entre 179 kN y 210 kN para los muros esbeltos y entre 254.0 kN y 259.5 kN para los muros cortos. Los valores de $F_{mp}/V@M_n$ y F_{mp}/V_n muestran que para los seis muros sin daño previo el modo de comportamiento está controlado por flexión. Además, para los muros esbeltos (RW1-S2.5, RW2-S2.5, RW3-S2.5 y RW4-S2.5), la resistencia máxima promedio experimental se aproxima más a la estimación de la resistencia a flexión. Finalmente, para los muros cortos (RW5-S1.75 y RW6-S1.75), la resistencia máxima promedio experimental se aproxima más a la estimación de la resistencia a corte.

Tabla 5 - 2. Relación entre resistencia máxima promedio y estimación de la resistencia.

Muro	Protocolo de carga	F_{mp} (kN)	$F_{mp}/V@M_n$	F_{mp}/V_n
RW1-S2.5	U	179.0	1.22	0.65
RW2-S2.5	U	181.5	1.24	0.66
RW3-S2.5	U	210.0	1.22	0.70
RW4-S2.5	U	202.0	1.17	0.68
RW5-S1.75	U	254.0	1.22	0.84
RW6-S1.75	U	259.5	1.25	0.86

5.3 Energía disipada y relación de amortiguamiento

Esta sección presenta la energía disipada acumulada y la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de cada ensayo [82], [83]. La energía disipada se determinó calculando las áreas encerradas por las curvas de carga-desplazamiento lateral para cada ciclo de carga. La energía acumulada disipada se definió como la suma de las áreas encerradas por todos los ciclos de histéresis anteriores. Por otro lado, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente (ξ) en ensayos cíclicos, es una métrica de uso común para evaluar el amortiguamiento de los componentes estructurales. La relación ξ se estima con la ecuación (5.1), donde: E_{DIS} representa el área encerrada por un ciclo de histéresis [84] y E_{STO} es la energía almacenada en un sistema lineal equivalente [85]. La energía E_{STO} corresponde a la suma del área de los triángulos Δ_{OAB} y Δ_{OCD} (Figura 5 - 2).

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_{DIS}}{E_{STO}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{E_{DIS}}{\Delta_{OAB} + \Delta_{OCD}} \quad (5.1)$$

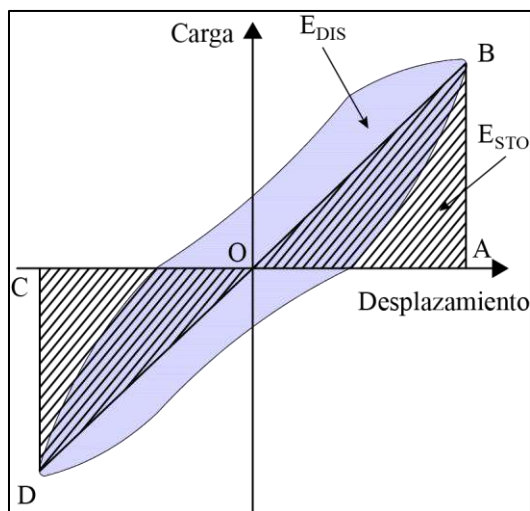


Figura 5 - 2. Definición de relación de amortiguamiento equivalente.

La Figura 5 - 3 muestra la energía disipada acumulada, graficada contra la deriva de cada ciclo, para los seis muros. La Figura 5 - 3a muestra la energía disipada acumulada para los ensayos RW1-S2.5-U, RW2-S2.5-U y RW2-S2.5-D. La energía disipada de los ensayos RW1-S2.5-U y RW2-S2.5-U fue similar para cada deriva. Mientras que la energía disipada del ensayo RW2-S2.5-D fue inferior a la de los ensayos RW1-S2.5-U y RW2-S2.5-U para cada deriva correspondiente. La figura también muestra que las energías totales disipadas de RW1-S2.5-U ($46.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$) y RW2-S2.5-U ($43.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$) fueron 25.2% y 30.3% menores que RW2-S2.5-D ($62.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$). Este resultado se debe a que RW2-S2.5-D alcanzó una mayor deriva que RW1-S2.5-U y RW2-S2.5-U. Sin embargo, la comparación con RW1-S2.5-U no es significativa porque RW1-S2.5-U no se probó hasta que falló.

La Figura 5 - 3b muestra la energía disipada acumulada para los ensayos RW3-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW4-S2.5-D. La energía disipada de los tres ensayos fue similar hasta la deriva 0.6%. Posterior a esta deriva, las energías disipadas de RW4-S2.5-U y RW4-S2.5-D fueron menores que las de RW3-S2.5-U, para cada deriva correspondiente. La figura también muestra que la energía total disipada de RW3-S2.5-U ($82.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$) fue 2.2% mayor que RW4-S2.5-D ($80.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$). Mientras que la energía total disipada de RW4-S2.5-U ($19.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$) fue menor 76.3% y 75.8% que RW3-S2.5-U y RW4-S2.5-D, respectivamente.

La Figura 5 - 3c muestra la energía disipada acumulada para los ensayos RW5-S1.75-U, RW6-S1.75-U y RW6-S1.75-D. La energía disipada de los tres ensayos fue similar hasta la deriva 0.75%. Posterior a esta deriva, las energías disipadas de RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-

D fueron ligeramente menores que las de RW6-S1.75-U, para cada deriva correspondiente. La figura también muestra que la energía total disipada de RW6-S1.75-D ($84.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$) fue 15.7% mayor que la de RW5-S1.75-U ($73.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$). Este resultado se debe a que RW6-S1.75-D alcanzó una mayor deriva que RW5-S1.75-U. Mientras que la energía total disipada de RW6-S1.75-U ($22.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$) fue menor 69.4% y 73.6% que las de RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-D.

En función de los resultados obtenidos se puede concluir que la energía disipada acumulada de los ensayos de los muros con daño previo fue semejante a la de los ensayos de los muros sin daño previo. La mayor diferencia se observó en el ensayo RW4-S2.5-D donde la energía disipada para ciclos con deriva mayor al 1.5% mostró una pendiente menor que la del ensayo RW3-S2.5-U (Figura 5 - 3b).

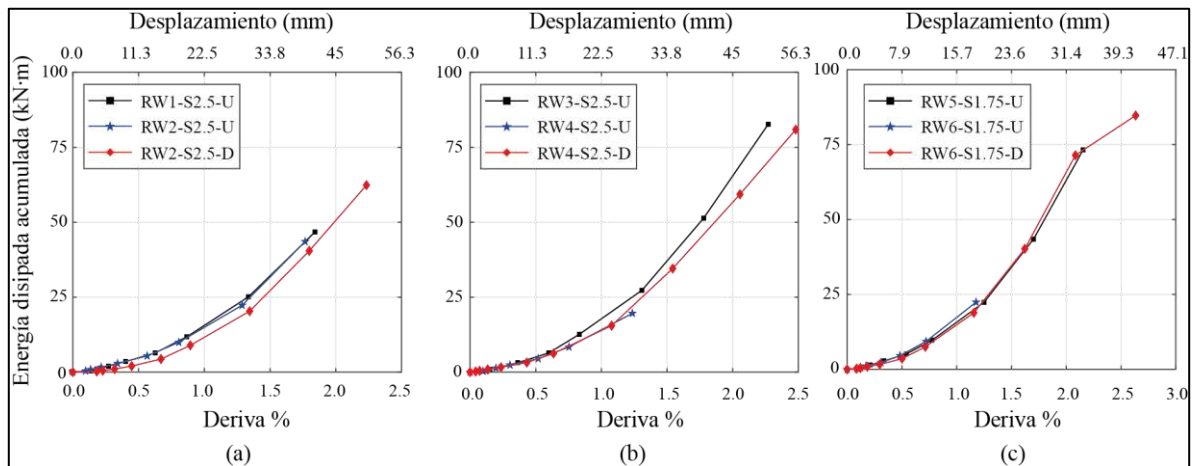


Figura 5 - 3. Energía disipada acumulada de los ensayos de los seis muros.

La Figura 5 - 4 muestra la comparación de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente, graficada contra la deriva de cada ciclo, para los seis muros. La Figura 5 - 4a muestra la relación de amortiguamiento viscoso equivalente para los ensayos RW1-S2.5-U, RW2-S2.5-U y RW2-S2.5-D. La relación de amortiguación viscoso equivalente de los tres ensayos disminuyó y luego aumentó a medida que aumentaba la deriva. La figura también muestra que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente inicial de RW2-S2.5-D (0.11) fue 15.5% y 31.3% menor al amortiguamiento de RW1-S2.5-U (0.13) y RW2-S2.5-U (0.16), respectivamente. Además, la figura muestra que el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de RW2-S2.5-U (0.17) para un índice de deriva de 1.83%, fue 6.25% mayor que RW1-S2.5-U (0.16) y RW2-S2.5-D (0.16).

La Figura 5 - 4b muestra la relación de amortiguamiento viscoso equivalente para los ensayos RW3-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW4-S2.5-D. La relación de amortiguación viscoso equivalente de los tres ensayos disminuyó y luego aumentó a medida que aumentaba la deriva. La figura también muestra que el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente inicial de RW3-S2.5-U (0.11) fue 42.1% y 45.0% menor que RW4-S2.5-U (0.19) y RW4-S2.5-D (0.20), respectivamente. Además, la figura muestra que el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de RW4-S2.5-U (0.15) para un índice de deriva de 1.22%, fue 7.1% y 15.4% mayor que RW3-S2.5-U (0.14) y RW4-S2.5-D (0.13), respectivamente.

La Figura 5 - 4c muestra la relación de amortiguamiento viscoso equivalente para los ensayos RW5-S1.75-U, RW6-S1.75-U y RW6-S1.75-D. La relación de amortiguación viscoso equivalente de los tres ensayos disminuyó y luego aumentó a medida que aumentaba la deriva. La figura también muestra que el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente inicial de RW6-S1.75-U (0.11) fue 15.4% y 26.7% menor que RW5-S1.75-U (0.13) y RW6-S1.75-D (0.15), respectivamente. Además, la figura muestra que el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de RW6-S1.75-U (0.16) para un índice de deriva de 1.17%, fue 6.7% y 14.3% mayor que RW5-S1.75-U (0.15) y RW6-S1.75-D (0.14), respectivamente.

En función de los resultados de los todos los ensayos realizados se puede concluir que la relación de amortiguamiento viscoso de los ensayos de los muros con daño previo no presentó variaciones significativas respecto a la relación de los ensayos de los muros sin daño. Adicionalmente, se pudo comprobar que la forma de la relación de amortiguamiento viscoso (que presentó una disminución y luego un aumento) es comparables con los resultados obtenidos por Shen et al. [72] en muros de HA.

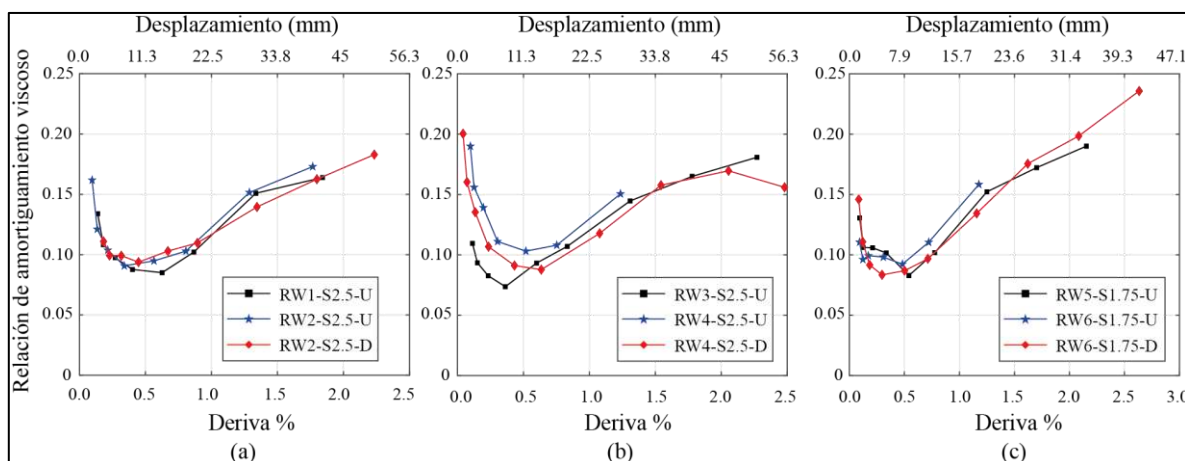


Figura 5 - 4. Relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los ensayos de los seis muros.

5.4 Envoltentes carga-desplazamiento lateral

En este capítulo se presentan las envoltentes carga-desplazamiento lateral utilizadas para la evaluación de la capacidad sísmica residual según FEMA 306 [52]. A partir de las envoltentes obtenidas se construyen modelos bi-lineales que permiten determinar la rigidez efectiva y la ductilidad de los muros ensayados.

La Figura 5 - 5 muestra la relación carga-desplazamiento y la envolvente de los ensayos de los seis muros. Adicionalmente, la figura muestra el esquema final de grietas al final de los ensayos RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U con la carga axial aplicada. La envolvente de cada ensayo se determinó siguiendo FEMA 273 [58], utilizando la intersección de la primera curva de ciclo para el (i) ésimo paso de deformación con la segunda curva de ciclo del (i-1) ésimo paso de deformación. Esta metodología para determinar la envolvente subestima la capacidad de deformación del muro porque no considera los ciclos del último paso de carga. Sin embargo, esta metodología permite comparar adecuadamente la rigidez, la resistencia máxima y la deformación obtenida de la envolvente.

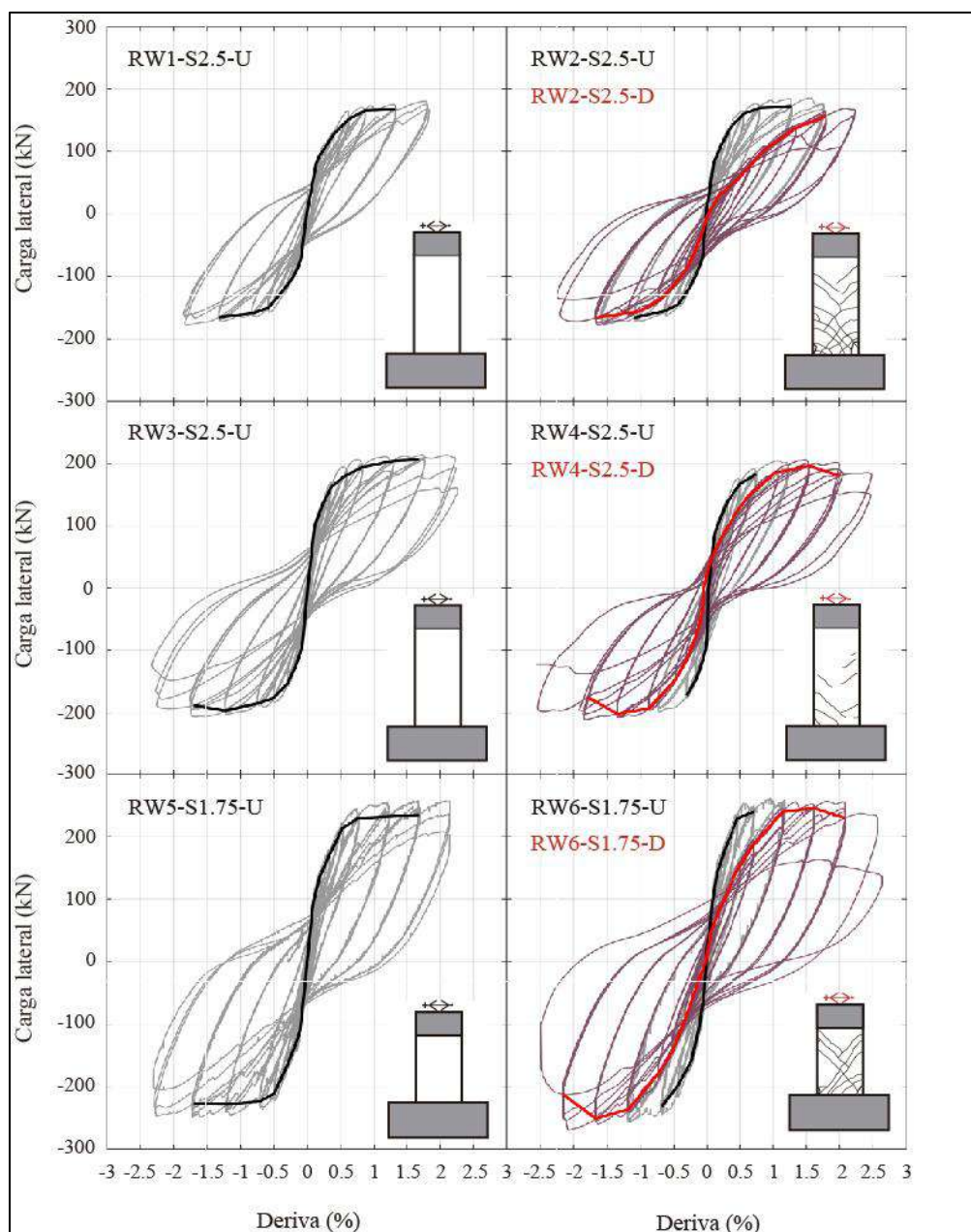


Figura 5 - 5. Carga-desplazamiento y envolvente de los ensayos de los seis muros.

La Figura 5 - 6 muestra las envolventes positivas de los ensayos de los seis muros. Las envolventes positivas han sido utilizadas previamente por Maeda et al. [61] para estimar factores de reducción de capacidad sísmica en vigas. La capacidad de deriva (δ_u) de cada ensayo se define como el último punto de deriva de la envolvente, debido a que no se observó una caída significativa de la resistencia (20% de la resistencia máxima) en las envolventes. La Figura 5 - 6a muestra que la resistencia máxima de la envolvente (Q_{max}) de RW1-S2.5-U es 167.4 kN con una deriva de 1.33%. Para esta envolvente, el punto de resistencia máxima

es el mismo punto que el de capacidad de deriva (δ_u). El valor de δ_u (1.33%) en RW1-S2.5-U es pequeño debido a que el muro no se ensayó hasta la falla y por lo tanto representa una cota inferior de la capacidad de deriva real del muro. La Figura 5 - 6b muestra la envolvente positiva de RW2-S2.5-U y RW2-S2.5-D. La resistencia máxima de la envolvente de RW2-S2.5-U y RW2-S2.5-D son 172.3 kN y 156.1 kN, respectivamente, para relaciones de deriva de 1.28% y 1.79%. Para estas envolventes, el punto de resistencia máxima es el mismo punto que el de capacidad de deriva (δ_u).

La Figura 5 - 6c, d, e y f, muestran comparaciones similares entre las envolventes positivas de los ensayos con daño y sin daño previo para los muros restantes. La capacidad de deriva de RW4-S2.5-D (2.00%) y RW6-S1.75-D (2.08%) son aproximadamente 18% y 23% mayor que la de RW3-S2.5-U (1.69%) y RW5-S1.75-U (1.69%) respectivamente. Para RW4-S2.5-D y RW6-S1.75-D, la resistencia máxima es 7.4% y 2.5% mayor que la de RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, respectivamente. Las envolventes de RW4-S2.5-D y RW6-S1.75-D presentaron una leve caída de fuerza al final de las curvas, mientras que RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U no presentaron caída de resistencia. La caída de resistencia de RW4-S2.5-D y RW6-S1.75-D puede haber sido inducida por el protocolo de carga anterior (RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U). Sin embargo, no se observa una caída de fuerza en la curva de la columna vertebral de RW2-S2.5-D, que se ensayó luego del protocolo de carga RW2-S2.5-U.

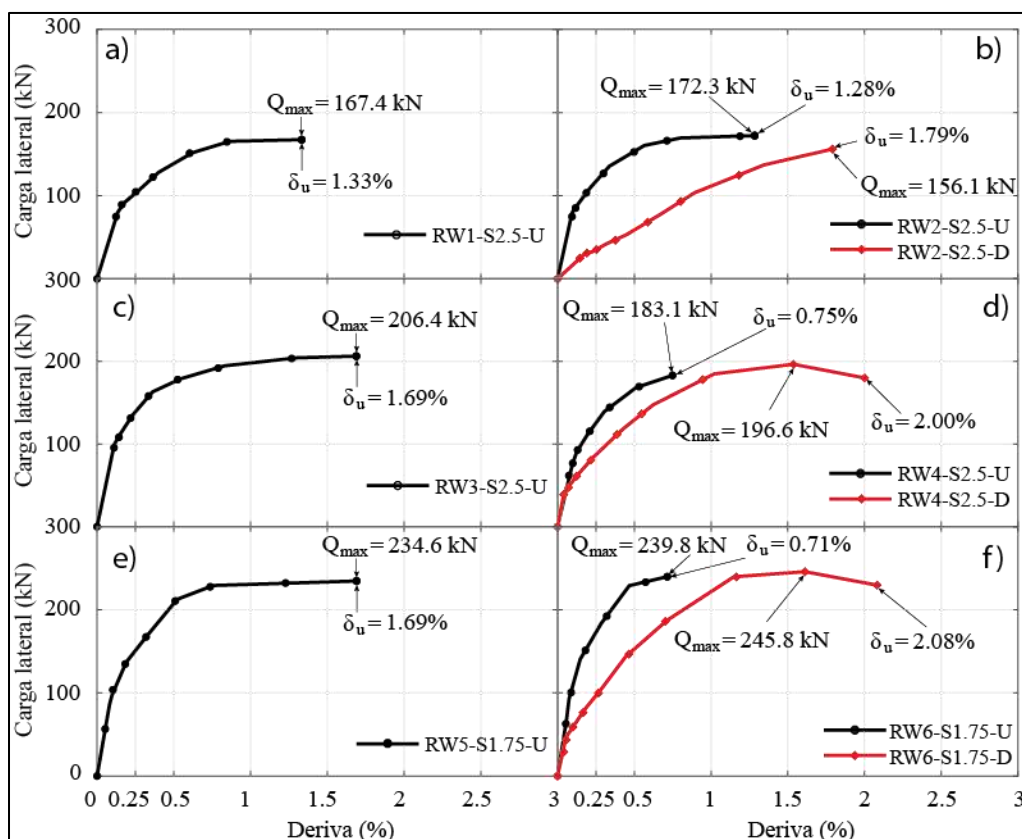


Figura 5 - 6. Envolventes positivas de los ensayos de los seis muros.

Para estimar la rigidez efectiva y la ductilidad de deriva de los muros ensayados se obtuvo una relación constitutiva bilineal de cada envolvente. La relación constitutiva bi-lineal se obtiene igualando el área bajo la curva de esta relación con el área bajo la curva de la envolvente [58]. El primer segmento de la relación bilineal pasa por el punto de $0.6Q_y$ de la envolvente, donde Q_y es la carga de fluencia efectiva de la relación bilineal (Figura 5 - 7). La pendiente de este segmento es K_e/h , donde K_e es la rigidez efectiva (en kN/mm). El parámetro δ_y es la deriva correspondiente a la carga de fluencia efectiva de la curva bilineal. El parámetro α relaciona la rigidez posterior a la fluencia con la rigidez elástica efectiva. Este parámetro puede ser negativo para relaciones constitutivas que tienen una degradación significativa después de la resistencia máxima [58], [62]. Finalmente, la ductilidad de deriva de la curva bi-lineal se define como $\mu_\delta = \delta_u/\delta_y$ [52], [86].

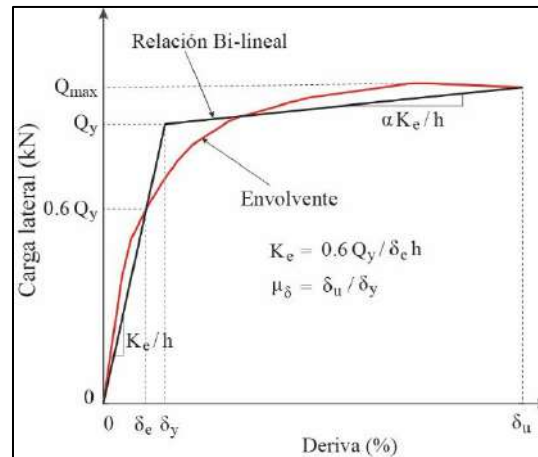


Figura 5 - 7. Relación bi-lineal.

La Tabla 5 - 3 resume los parámetros de las relaciones constitutivas bi-lineales obtenidas de las envolventes positivas de los ensayos de los seis muros. En primer lugar, la tabla muestra una gran variación en la rigidez efectiva (de hasta 45%) de los ensayos de muros equivalentes, en la condición sin daño. En segundo lugar, se observa una disminución significativa de la rigidez efectiva de los ensayos de muros con daño. La diferencia entre la rigidez efectiva de RW1-S2.5-U y RW2-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW4-S2.5-U, RW5-S1.75-U y RW6-S1.75-U es 19%, 9% y 31%, respectivamente. La Tabla 5 - 3 también muestra que las derivas de fluencia efectiva (δ_y) de los muros ensayados en los protocolos de carga con daño previo son aproximadamente entre tres y cinco veces mayores que las de los protocolos de carga sin daño previo. El mayor δ_y de los muros ensayados con daño previo se debe a la disminución de la rigidez de estos muros que implicó un aumento en el cálculo de δ_y . Finalmente, la capacidad de deriva (δ_u) de los muros ensayados bajo los protocolos de carga con daño previo resultó ser mayor que la de los muros probados bajo protocolos de carga sin daño previo. Esto sugiere que para los niveles de deriva a los cuales se ensayaron los muros, la capacidad de deriva (δ_u) no disminuye.

La Tabla 5 - 3 también muestra la ductilidad de deriva (μ_δ) de cada ensayo. La ductilidad de deriva para RW2-S2.5-D, RW4-S2.5-D y RW6-S1.75-D son 73%, 66% y 54% menores que la de RW1-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U, respectivamente. La reducción de la ductilidad de deriva se atribuye al aumento de la deriva de fluencia efectiva de los muros con daño previo. La menor diferencia entre la ductilidad de deriva de los ensayos RW1-S2.5-U y RW2-S2.5-U se debe a que RW1-S2.5-U no se ensayó hasta que se produjo la falla.

Finalmente, la Tabla 5 - 3 muestra que las ductilidades de deriva de RW4-S2.5-D y RW6-2.5-D fueron idénticas ($\mu_\delta = 2.9$), a pesar de que la relación $M/(Vl_w)$ es diferente.

Tabla 5 - 3. Parámetros de las relaciones constitutivas bi-lineal.

Muro	Protocolo de carga	K_e (kN/mm)	δ_y (%)	Q_y (kN)	δ_u (%)	μ_δ
RW1-S2.5	U	26.4	0.22	131.9	1.33(*)	6.0
RW2-S2.5	U	32.8	0.19	142.3	1.28	6.7
	D	5.1	1.11	128.4	1.79	1.6
RW3-S2.5	U	37.8	0.20	170.1	1.69	8.4
RW4-S2.5	U	34.7	0.16	123.5	0.75	4.7
	D	12.5	0.68	191.5	2.00	2.9
RW5-S1.75	U	49.3	0.27	207.6	1.69	6.3
RW6-S1.75	U	71.3	0.16	175.7	0.71	4.6
	D	20.8	0.72	234.3	2.08	2.9

*No ensayado hasta la falla

5.5 Capacidad residual según FEMA 306

En este capítulo se clasifica el nivel de daño y el tipo de comportamiento de los seis muros ensayados según FEMA 306 [52], [81]. Adicionalmente, se compara el espesor de grieta obtenido en los ensayos con el espesor de grieta propuesto por FEMA 306 [52] para los niveles de daño observados. Finalmente, se comparan los factores de reducción de rigidez, resistencia y deformación de los muros ensayados, con los factores propuestos por FEMA 306. En el presente estudio los ensayos RW1-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U representan los componentes pre-evento, mientras los ensayos RW2-S2.5-D, RW4-S2.5-D y RW6-S1.75-D representan los componentes post-evento. Los ensayos RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, se utilizan para evaluar el daño observado, el cual se relaciona con la capacidad residual.

Los muros ensayados en este estudio, que presentaron daño concentrado en los bordes inferiores del muro, pueden clasificarse como “Isolate walls” o “Stronger wall pier components” (RC1), de acuerdo con FEMA 306 (1998a) y FEMA 307 (1998c). Basado en el estado de daño final observado y la ductilidad de deriva alcanzada (Tabla 5 - 3), el modo de comportamiento de todos los muros (RW1-S2.5, RW2-S2.5, RW3-S2.5, RW4-S2.5, RW5-S1.75 y RW6-S1.75) corresponde a “Flexure/Boundary-Zone Compression” (RC1E) según FEMA 306 [52]. El valor de la ductilidad que se utilizó para clasificar los muros según

FEMA 306 (1998a) y FEMA 307 (1998c) se obtuvo de los ensayos de los muros en condición sin daño previo. Esto con el fin de que la ductilidad no se vea afectada por el daño previo. Dado que la ductilidad de los muros en condición sin daño previo (RW1-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U) es mayor a 5.0 (ver Tabla 5 - 3), los muros se clasifican como de alta ductilidad según el FEMA 306 [52]. El correspondiente modo de comportamiento de todos los muros se caracteriza por deformaciones por compresión en los bordes de los muros, que provocan el desprendimiento y aplastamiento del hormigón (lo cual fue observado en los ensayos realizados). Si bien el comportamiento de todos los ensayos correspondió al RC1E definido en FEMA 306, los muros cortos tuvieron una mayor influencia del corte que los muros esbeltos. Los muros cortos mostraron grietas de corte diagonales más anchas que las grietas de flexión horizontales. Finalmente, los muros ensayados sin daño previo (RW1-S2.5, RW3-S2.5 y RW5-S1.75) pueden clasificarse como muros de alta ductilidad [52] porque su ductilidad de deriva superó el valor de 5.0 (Tabla 5 - 3).

Los niveles de severidad de daño definidos en FEMA 306 [52] y FEMA 307 [81] para un muro se clasifican por el patrón de grietas y el espesor de grieta residual. Los niveles de severidad del daño definidos en FEMA son: insignificante, leve, moderado, fuerte y extremo. Cuando un muro dañado tiene múltiples grietas, la grieta más ancha del tipo que se está considerando (cortante o flexión) gobierna la identificación del nivel de severidad del daño.

Las grietas residuales por flexión y cortante más anchas de los muros ensayados se obtuvieron tanto con un medidor de grietas (Figura 5 - 8) como con fotogrametría. Se utilizó estos dos procedimientos para validar la utilización de fotogrametría para medir el espesor de grietas. La fotogrametría se utiliza para medir la evolución del agrietamiento para cada deriva objetivo, mientras que el espesor de grietas determinado con el medidor de grietas se utiliza para comparar los espesores de grieta obtenidos con los sugeridos por FEMA. El espesor de las grietas residuales, medido con el medidor de grietas (con una precisión de 0.1 mm), se obtuvo al final de los protocolos de carga, pero manteniendo la carga axial. El espesor de las grietas residuales, medido con fotogrametría, se obtuvo mediante extensómetros virtuales [87]. Estos extensómetros permiten medir el desplazamiento relativo entre dos puntos ubicadas en lados opuestos de las grietas. Estos espesores de grietas se

midieron al final de los tres ciclos de cada amplitud, al instante de cero desplazamientos laterales.



Figura 5 - 8. Medidor de grietas.

El patrón de grietas residuales obtenido con fotogrametría al final de los ensayos RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, se muestra en la Figura 5 - 9. La figura también muestra un dibujo de la apariencia de las grietas al final de cada ensayo. Según estos patrones de grietas, la severidad del nivel de daño RW2-S2.5-U y RW6-S1.75-U corresponde a moderada [52], y la severidad del nivel de daño del muro RW4-S2.5 corresponde a insignificante. La severidad del nivel de daño fue asignada basándose únicamente en el patrón de grietas (Figura 5 - 9) y no usando el espesor de grietas residual. No se usó el espesor de grieta residual de los ensayos porque estos fueron significativamente menores a los sugeridos por FEMA [52]. La comparación de los espesores de grieta medidos en los ensayos, con los espesores sugeridos por FEMA se presenta posteriormente.

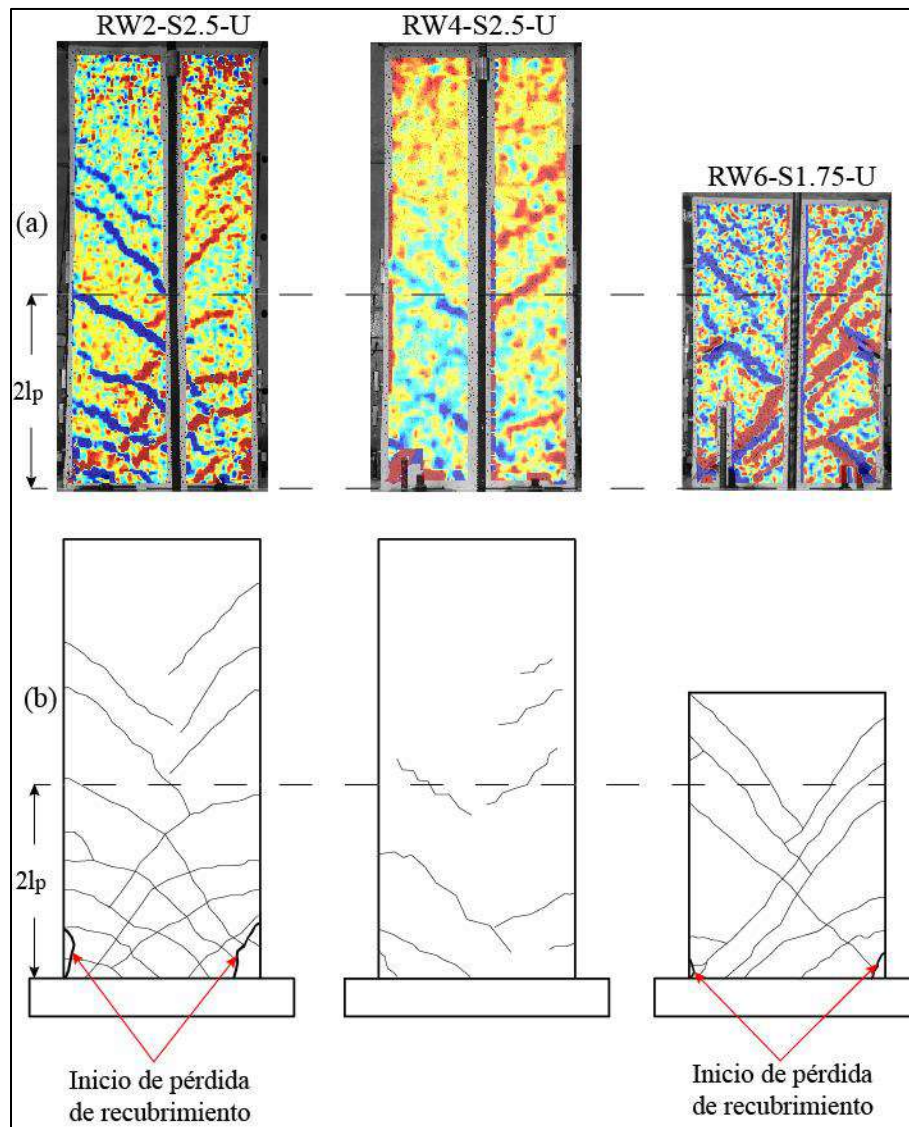


Figura 5 - 9. Patrón final de grietas residuales al final de los ensayos de los muros RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, (a) Usando fotogrametría, (b) dibujando el patrón de grietas observado.

La Figura 5 - 10 muestra la evolución de los espesores residuales de grietas diagonales (corte) y horizontales (flexión) medidos por fotogrametría (DIC por sus siglas en inglés Digital Image Correlation), para los ensayos de los muros. Los espesores de grieta de la figura corresponden al mayor espesor identificado. La figura también muestra los espesores residuales de grietas diagonales (corte) y horizontales (flexión), determinados con el medidor de grietas al final de cada protocolo de carga (Medido). Como la figura muestra ligeras diferencias (menores o iguales a 0.1 mm) entre los espesores residuales de grietas obtenidos con fotogrametría y con el medidor de grietas al final de cada protocolo de carga, se valida el procedimiento de fotogrametría para medir espesores de grietas. Rivera et al. [88] también

obtuvieron una ligera diferencia entre el espesor de grieta medido y el espesor de grieta estimado usando fotogrametría, a pesar de que estimaron el espesor de grieta mediante fotogrametría dividiendo el área de las grietas por la longitud de la grieta.

La Figura 5 - 10 muestra que la evolución de los espesores residuales de grietas de los muros esbeltos ensayados en condición no dañada (RW1-S2.5-U, RW2-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW4-S2.5-U) es similar. Para estos muros, las grietas residuales de flexión fueron más anchas que las grietas residuales de cortante para todas las relaciones de deriva. Para los muros cortos (RW5-S1.75 y RW6-S1.75), las grietas residuales de corte fueron más anchas que las grietas residuales de flexión para todas las relaciones de deriva.

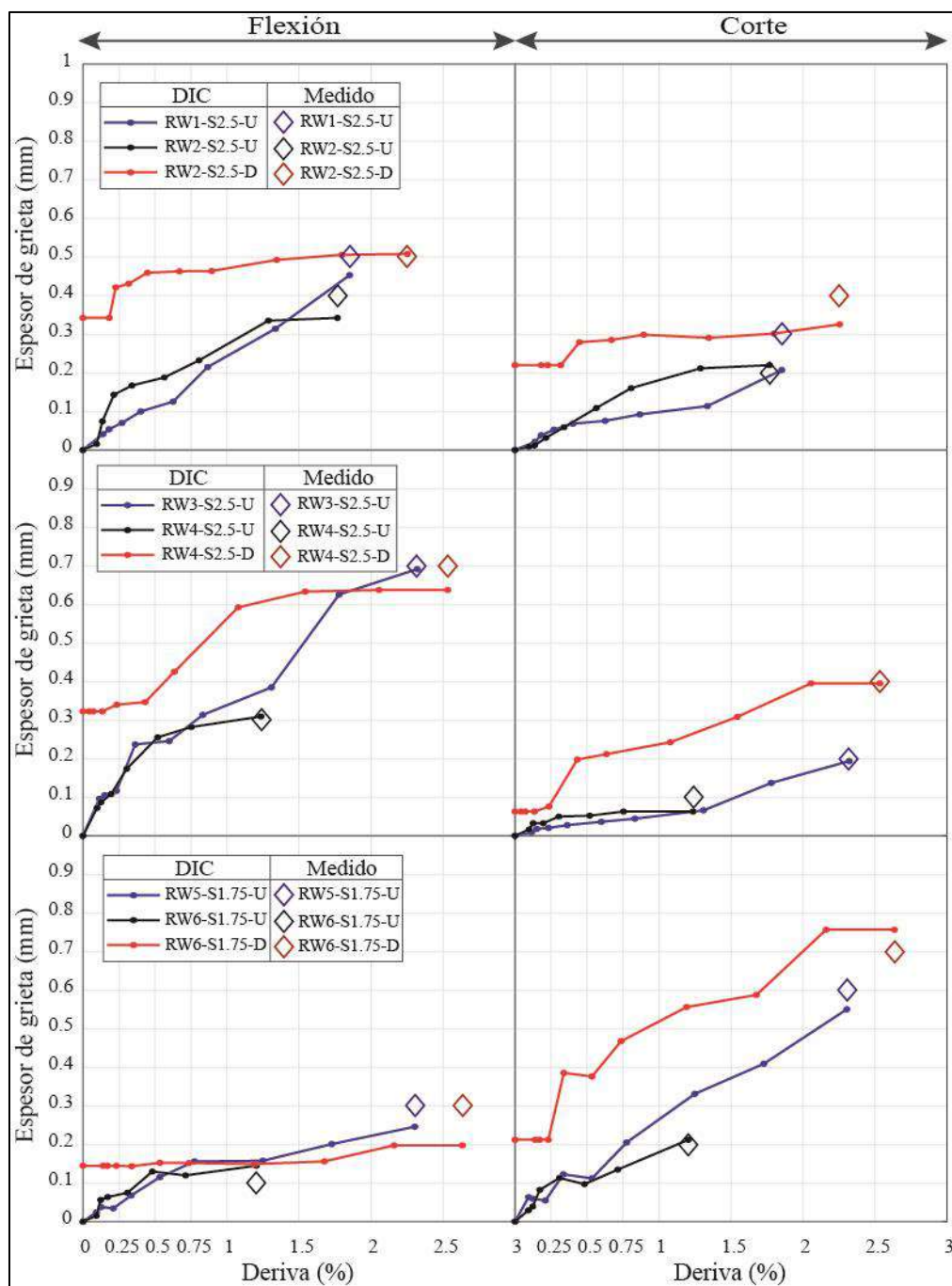


Figura 5 - 10. Espesor residual de grietas de flexión y corte de los ensayos de los seis muros.

Los espesores residuales de grietas obtenidos con el medidor de grietas para RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, al final del protocolo de carga sin daño, se resumen en la Tabla 5 - 4. La tabla también muestra el nivel de severidad de daño y los espesores de grieta residual sugeridos por FEMA 306 [52] para los modos de comportamiento y el nivel de severidad de daño identificado en los muros. Los resultados indican que los espesores

residuales de grietas medidos son aproximadamente sólo el 6% de los espesores residuales de grietas sugerido por FEMA 306 [52] para los niveles de severidad de daño identificados. Esto implica que los espesores residuales de grietas propuestos por FEMA 306 [52] para identificar daños son extremadamente poco conservadores para los muros ensayados con bordes no confinados.

Tabla 5 - 4. Modo de comportamiento, nivel de severidad de daño y espesor residual de grietas luego de los protocolos de carga sin daño para los muros RW2-S2.5, RW4-S2.5 y RW6-S1.75.

Muro	Protocolo de carga	Modo de comportamiento	Severidad del nivel de daño	Espesor máximo de grietas residuales (mm)	
				Experimental	FEMA 306
RW2-S2.5	U	RC1E	Moderado	0.4 FC	6.35 FC
RW4-S2.5	U	RC1E	Insignificante	0.3 FC	4.75 FC
RW6-S1.75	U	RC1B	Moderado	0.2 SC	3.18 SC

FC: Flexural Cracks, SC: Shear Cracks (por sus siglas en inglés)

En esta tesis los factores de reducción de rigidez efectiva (λ_K), resistencia máxima (λ_Q) y capacidad de deriva (λ_D) de los muros dañados se estimaron de acuerdo con FEMA 306 [52] y FEMA 273 [58]. El factor de reducción λ_D se calculó a pesar de que no se observó una caída significativa de la resistencia en las curvas envolventes.

Para estimar los factores de reducción, los protocolos RW1-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U representan la condición pre-evento, mientras que los protocolos RW2-S2.5-D, RW4-S2.5-D y RW6-S1.75-D representan la condición post-evento. El factor de reducción de la rigidez efectiva se calcula como $\lambda_K = K_e D / K_e U$, donde $K_e D$ y $K_e U$ son la rigidez efectiva del muro post-evento y pre-evento, respectivamente. Los factores de reducción de la resistencia máxima se calculan como $\lambda_Q = Q_{max} D / Q_{max} U$, donde $Q_{max} D$ y $Q_{max} U$ son la resistencia máxima de la envolvente del muro post-evento y pre-evento, respectivamente. Finalmente, los factores de reducción de la capacidad de deriva se calculan como $\lambda_D = (\delta_u D + DR) / \delta_u U$, donde $\delta_u D$ y $\delta_u U$ son la capacidad de deriva de la envolvente del muro post-evento y pre-evento, respectivamente. El término DR se define como el valor absoluto de la deriva residual en un componente estructural resultante del daño del terremoto [52]. Dado que la deriva de los muros ensayados en la condición con daño previo se midió respecto a la posición original del muro sin daño previo, $\delta_u D$ del muro con daño previo corresponde a $(\delta_u D + DR)$ definido por FEMA 306. La rigidez efectiva (K_E), la resistencia máxima de

la envolvente (Q_{max}) y la capacidad de deriva de la envolvente (δ_u) de los muros pre y post-evento se resumen en la Figura 5 - 6 y Tabla 5 - 3.

La Tabla 5 - 5 resume los factores de reducción obtenidos para la rigidez efectiva, la resistencia máxima y la capacidad de deriva para los tres pares de muros. Adicionalmente, la tabla muestra los factores de reducción sugeridos por FEMA 306, basados en el nivel de severidad del daño identificado para los muros probado en la condición dañada (Tabla 5 - 4). Los factores de reducción de rigidez efectiva obtenidos (λ_K) son los que presentan mayores diferencias con los factores de reducción recomendados por FEMA 306. Para RW2-S2.5 y RW6-S1.75, con niveles de severidad de daño moderados, los λ_K obtenidos fueron 60 % y 16% menores que el valor de 0.5 sugerido por FEMA 306, respectivamente. Para RW4-S2.5, con un nivel de severidad de daño insignificante, el λ_K obtenido fue 59% menor que el valor de 0.8 sugerido por FEMA 306. Estos resultados muestran que FEMA 306 sobreestima la rigidez efectiva de los muros ensayados con bordes no confinados. Adicionalmente, el factor de reducción de rigidez de 0.33 obtenido para RW4-S2.5, con un nivel de severidad de daño insignificante, contradice los resultados obtenidos por Adebar et al. [89]. En este último estudio, la rigidez inicial del muro agrietado, que era un muro muy esbelto, fue similar a la rigidez inicial del muro no agrietado.

Los factores de reducción de resistencia máxima (λ_Q) obtenidos para todos los muros no presentaron gran diferencia con respecto a los factores propuestos por FEMA 306. Para RW2-S2.5, el λ_Q obtenido (0.93) fue 16% mayor que el sugerido por FEMA 306. Para RW4-S2.5, el λ_Q obtenido (0.95) fue un 5% menor que el sugerido por FEMA 306. Finalmente, para el muro corto RW6-S1.75, el λ_Q obtenido (1.05) fue mayor que 1.0, y 31% mayor que el valor de 0.8 sugerido por FEMA 306 (Tabla 5 - 5).

Finalmente, la Tabla 5 - 5 muestra que, contra intuitivamente, los factores de reducción de capacidad de deriva (λ_D) de RW2-S2.5 y RW4-S2.5 fueron mayores que 1.0. El valor de λ_D de RW2-S2.5 no se presentó debido a que RW1-S2.5-U no se ensayó hasta la falla. El λ_D de RW2-S2.5 y RW4-S2.5 fue 18% y 37% mayor que el valor de 1.0 sugerido por FEMA 306. Los resultados obtenidos muestran que los valores de λ_D recomendados por FEMA son conservadores para los muros ensayados. Resultados similares se han obtenido para columnas y vigas de hormigón armado [23], [59].

Tabla 5 - 5. Factores de reducción de rigidez, resistencia y capacidad de deriva obtenidos de los ensayos y sugeridos por FEMA 306.

Par de muros idénticos	Experimental			FEMA 306		
	λ_K	λ_Q	λ_D	λ_K	λ_Q	λ_D
RW1-S2.5 y RW2-S2.5	0.20	0.93	-(*)	0.5	0.8	0.9
RW3-S2.5 y RW4-S2.5	0.33	0.95	1.18	0.8	1.0	1.0
RW5-S1.75 y RW6-S1.75	0.42	1.05	1.23	0.5	0.8	0.9

(*) Este valor no se presenta porque RW1-S2.5 no se ensayó hasta la falla

5.6 Estimación analítica de la capacidad de deformación de los muros

En esta sección se determina analíticamente la capacidad de deformación de los seis muros considerando las deformación de flexión, corte y la deformación debido al deslizamiento de adherencia [16]. Estos resultados se comparan con los resultados obtenidos en la campaña experimental de los seis muros. Para la determinación de la capacidad de deformación se considera aporte de la deformación de flexión, de corte y de deslizamiento de adherencia, ver ecuación (5.2). La deformación de flexión (δ_f) se refiere al desplazamiento debido a la curvatura de flexión del muro. La deformación de corte (δ_v) se refiere a la distorsión de corte del muro. Finalmente, la deformación de deslizamiento de adherencia (δ_s) se refiere al desplazamiento del cuerpo rígido del muro que resulta del deslizamiento de adherencia del refuerzo de las zonas de anclaje adyacentes.

$$\delta = \delta_f + \delta_v + \delta_s \quad (5.2)$$

Para determinar la deformación de flexión se utilizó la relación momento curvatura de la sección. Esta relación se determinó discretizando la sección en fibras y usando relaciones constitutivas para el hormigón no confinado y para el acero de refuerzo. La sección transversal de cada muro se discretizó en 30 fibras de hormigón y 7 fibras de acero. Las relaciones constitutivas fueron obtenidas a partir de los resultados de los ensayos de hormigón y acero de refuerzo (Tabla 3 - 3 y Tabla 3 - 4). La Figura 5 - 11 muestra las relaciones constitutivas del hormigón no confinado y del acero usadas en esta sección para estimar la relación momento curvatura de los muros.

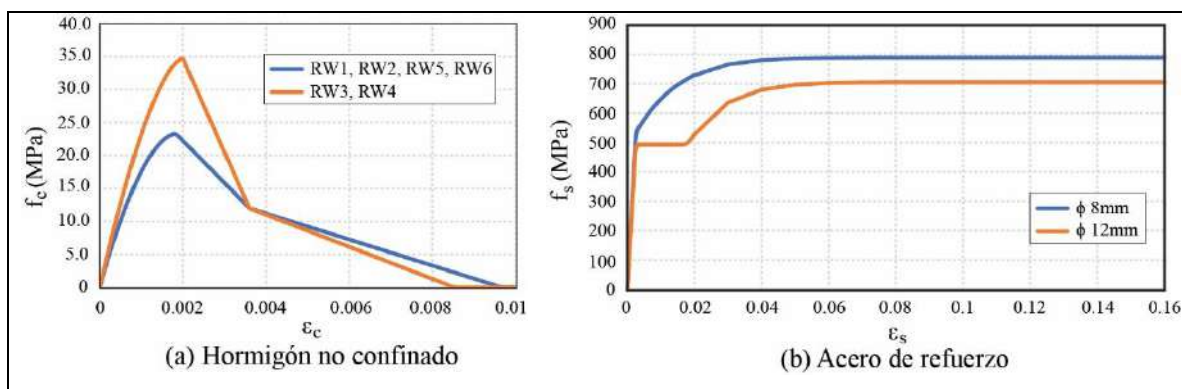


Figura 5 - 11. Relaciones constitutivas de hormigón no confinado y acero de refuerzo.

La Figura 5 - 12 muestra las relaciones momento-curvatura de los seis muros utilizando las relaciones constitutivas de la Figura 5 - 11. Para obtener la relación momento curvatura de cada muro se consideró la carga axial aplicada en cada ensayo (Tabla 3 - 1). A partir de la relación momento curvatura se obtuvo la curvatura de fluencia y última (Figura 5 - 12). La curvatura de fluencia corresponde al instante en el cual el refuerzo longitudinal de borde ($\phi 12\text{mm}$) alcanza la deformación de fluencia medida ($\epsilon_y = 0.25\%$, Tabla 3 - 4). La curvatura última se definió como el instante en el cual el núcleo del hormigón del borde alcanza una deformación unitaria de compresión de 0.004.

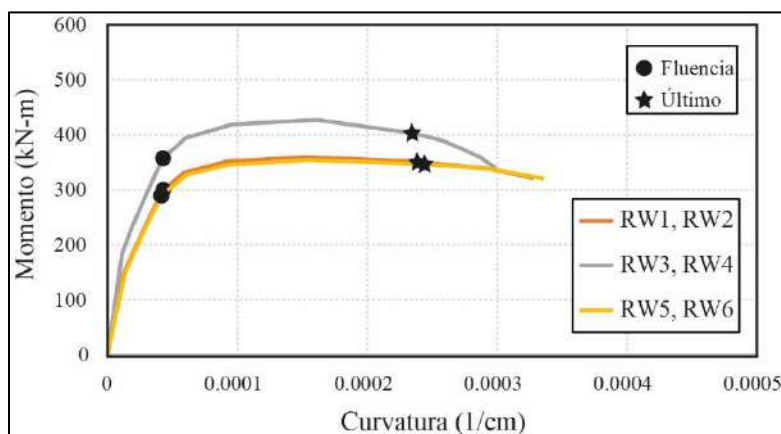


Figura 5 - 12. Relación momento-curvatura de los seis muros.

La Figura 5 - 13 muestra la idealización de la variación de la curvatura en la altura de un muro, en que la curvaturas varia linealmente sobre la región de rótula plástica [90]. La idealización de la variación de curvaturas, lineal hasta la curvatura de fluencia y bilineal hasta la curvatura última, se muestran en la Figura 5 - 13a y Figura 5 - 13b, respectivamente. A partir de los resultados obtenidos de las relaciones momento-curvatura se puede obtener la variación de curvatura en la altura del muro.

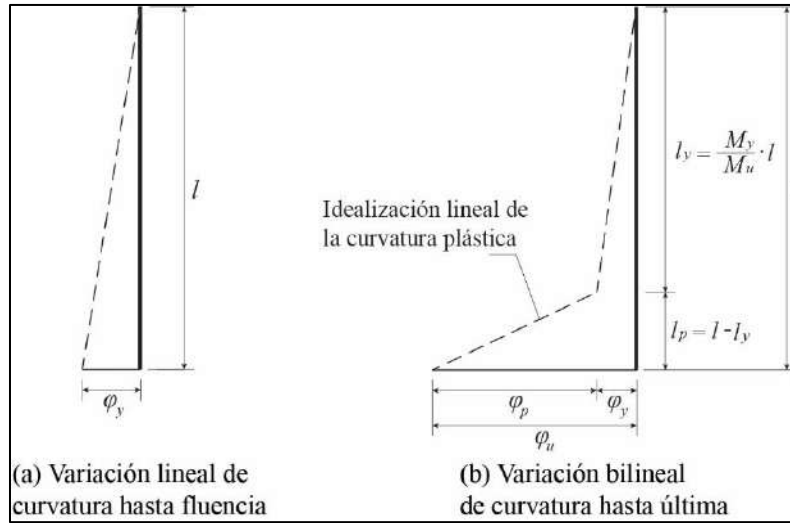


Figura 5 - 13. Idealización de curvatura en la altura del muro.

A partir del diagrama de curvatura de un muro en voladizo se obtiene la deformación analítica de flexión. La deformación analítica de flexión en fluencia ($\delta_{f,y}$) se estima con la ecuación (5.3) y la deformación analítica de flexión última ($\delta_{f,u}$) se estima con la ecuación (5.4).

$$\delta_{f,y} = \frac{\varphi_y l^2}{3} \quad (5.3)$$

$$\delta_{f,u} = \left(\varphi_y * \frac{l_y}{2} \right) * \left(\frac{2l_y}{3} \right) + (\varphi_y * l_p) * \left(l_y + \frac{l_p}{2} \right) + (\varphi_u - \varphi_y) * \left(\frac{l_p}{2} \right) * \left(l_y + \frac{2l_p}{3} \right) \quad (5.4)$$

Donde φ_y es la curvatura de fluencia, φ_u es la curvatura última, l es la altura del muro, l_y es la altura donde se da la fluencia y l_p la altura donde se concentra la plasticidad del muro.

Para determinar la deformación de corte se considera que los muros son de un material isotrópico homogéneo con módulo de cortante constante [16]. La deformación de corte (δ_v) se estima con la ecuación (5.5).

$$\delta_v = \frac{Vl}{A_v G_{eff}} \quad (5.5)$$

Donde V es la mínima resistencia estimada (Tabla 3 - 1), l es la altura del muro, A_v el área efectiva de corte de la sección transversal del muro ($A_g/1.2$) y G_{eff} es el módulo de corte efectivo. Para la deformación de corte en fluencia ($\delta_{v,y}$) el valor de G_{eff} fue considerado como $0.2E_c$ [16]. Mientras que para la deformación de corte última ($\delta_{v,u}$) el valor de G_{eff}

fue considerado como $0.04E_c$ [91]. Donde E_c es el modulo de elasticidad del hormigón determinado según ACI 318-19 [76].

Para la determinación de la deformación de deslizamiento de adherencia se plantea que el refuerzo de borde transfiere la fuerza de tracción de adherencia al hormigón circundante [16]. La deformación de deslizamiento de adherencia (δ_s) se estima con la ecuación (5.6).

$$\delta_s = \frac{l}{d - c} \left(\frac{f_{s,max}^2 d_b}{8E_s \bar{u}} \right) \quad (5.6)$$

Donde l es la altura del muro, d distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el refuerzo longitudinal de borde en tracción, c distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, $f_{s,max}$ tensión máxima en el refuerzo traccionado (para los seis muros se consideró $f_{s,max} = f_{y,12mm}$), d_b diámetro del refuerzo de borde (12mm), E_s modulo de elasticidad medio para el refuerzo de 12mm (Tabla 3 - 4) y $\bar{u}$ tensión de adherencia uniforme promedio a lo largo de la longitud de anclaje. Para la deformación de deslizamiento de adherencia en fluencia ($\delta_{s,y}$) el valor de $\bar{u}$ fue considerado como $1\sqrt{f'_c}$ [16] y para la deformación de deslizamiento de adherencia última ($\delta_{s,u}$) el valor de $\bar{u}$ fue considerado como $0.5\sqrt{f'_c}$ [16]. En estas expresiones, f'_c corresponde a la resistencia del hormigón medida el día del ensayo (Tabla 3 - 1).

La Tabla 5 - 6 compara las deformaciones de fluencia analíticas con las deformaciones de fluencia medidas experimentalmente en los muros originales. La tabla muestra para cada muro la deformación analítica de corte en fluencia ($\delta_{v,y}$), la deformación analítica de deslizamiento de adherencia en fluencia ($\delta_{s,y}$), la deformación analítica de flexión en fluencia ($\delta_{f,y}$), la deformación total analítica en fluencia ($\delta_{a,y} = \delta_{f,y} + \delta_{v,y} + \delta_{s,y}$) y la deformación experimental en fluencia ($\delta_{e,y}$). La tabla también muestra la deriva correspondiente a la deformación total analítica en fluencia, la deriva de la deformación experimental en fluencia y la relación $\delta_{e,y}/\delta_{a,y}$. Por último, la tabla muestra la resistencia analítica estimada en fluencia ($V_{a,y}$), la resistencia experimental en fluencia ($V_{e,y}$) y la relación $V_{e,y}/V_{a,y}$. Además, se presentan la media (γ_m) y la desviación estándar (γ_s) de las relaciones entre los resultados experimentales y los analíticos.

Los resultados de la Tabla 5 - 6 muestran que, en promedio, la estimación analítica de la deformación en fluencia es 10% mayor a la deformación experimental en fluencia ($\gamma_m = 0.90$). Adicionalmente, los resultados muestran que el promedio de la estimación analítica de la resistencia en fluencia es prácticamente el valor de la resistencia experimental en fluencia ($\gamma_m = 0.99$).

Tabla 5 - 6. Comparación de capacidad de deformación y resistencia en fluencia, analítica y experimental de los muros originales.

Muro	Analítico						Experimental			$\frac{\delta_{e,y}}{\delta_{a,y}}$	$\frac{V_{e,y}}{V_{a,y}}$
	$\delta_{v,y}$ (mm)	$\delta_{s,y}$ (mm)	$\delta_{f,y}$ (mm)	$\delta_{a,y}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{a,y}$ (kN)	$\delta_{e,y}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{e,y}$ (kN)		
RW1-S2.5	0.3	1.2	7.2	8.8	0.39	133.2	8.3	0.37	129.1	0.95	0.97
RW2-S2.5	0.3	1.3	7.2	8.8	0.39	133.2	6.9	0.31	133.5	0.78	1.00
RW3-S2.5	0.3	1.0	7.2	8.5	0.38	158.7	6.4	0.28	153.5	0.75	0.97
RW4-S2.5	0.3	1.0	7.2	8.5	0.38	158.7	5.9	0.26	151.8	0.69	0.96
RW5-S1.75	0.3	0.9	3.4	4.6	0.20	184.3	5.3	0.34	184.6	1.16	1.00
RW6-S1.75	0.3	0.9	3.4	4.6	0.20	184.3	5.0	0.32	195.0	1.09	1.06
γ_m										0.90	0.99
γ_s										0.19	0.04

Nota: γ_m y γ_s son la media y la desviación estándar, respectivamente, de las relaciones entre los resultados experimentales y analíticos.

La Tabla 5 - 7 es equivalente a la Tabla 5 - 6, pero compara la capacidad de deformación última de los muros. Los parámetros de la tabla son equivalentes a la tabla anterior, pero corresponden al instante de deformación última en vez del instante de fluencia. Los resultados muestran que la relación entre la deformación experimental última y la deformación total analítica última da valores de γ_m y γ_s de 2.67 y 0.43, respectivamente. Es decir, la deformación última analítica es menor a la deformación experimental. Los bajos valores de deformación que predice el modelo analítico se deben a dos razones. La primera es que el modelo de fibras considera un hormigón no confinado en el núcleo, lo cual genera valores de $\delta_{f,u}$ que representan menos del 40% de $\delta_{e,u}$. Es muy posible que la capacidad de deformación del hormigón de los muros haya sido mayor a la considerada en este análisis (Figura 5 - 11a). La segunda razón, es que los valores de $\delta_{v,u}$ representan menos del 10% de $\delta_{e,u}$. Esto contradice las mediciones experimentales, en que los desplazamientos de corte en los muros RW5-S1.75 y RW6-S1.75 (sección 4) representaron el 28% de los desplazamientos totales medidos. En consecuencia, la deformación por corte analítica de los muros fue

significativamente menor a la deformación por corte medida en los muros. Finalmente, la Tabla 5 - 7 muestra que los valores de γ_m y γ_s para la relación de resistencias experimental y analítica son 1.05 y 0.09, respectivamente. Se concluye que el modelo analítico predice mejor la resistencia última que la deformación última.

Tabla 5 - 7. Comparación de capacidad de deformación y resistencia última, analítica y experimental de los muros originales.

Muro	Analítico						Experimental			$\frac{\delta_{e,u}}{\delta_{a,u}}$	$\frac{V_{e,u}}{V_{a,u}}$
	$\delta_{v,u}$ (mm)	$\delta_{s,u}$ (mm)	$\delta_{f,u}$ (mm)	$\delta_{a,u}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{a,u}$ (kN)	$\delta_{e,u}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{e,u}$ (kN)		
RW1-S2.5	3.2	2.5	15.1	20.8	0.92	155.9	41.0	1.82	175.0	1.97	1.12
RW2-S2.5	3.2	2.5	15.1	20.8	0.92	155.9	49.9	2.22	162.7	2.40	1.04
RW3-S2.5	3.1	2.0	13.2	18.4	0.82	179.0	50.5	2.24	197.9	2.75	1.11
RW4-S2.5	3.1	2.0	13.2	18.4	0.82	179.0	56.4	2.51	186.8	3.07	1.04
RW5-S1.75	3.2	1.7	7.8	12.7	0.57	220.6	34.7	2.21	239.9	2.73	1.09
RW6-S1.75	3.2	1.7	7.8	12.7	0.56	220.6	39.7	2.53	192.9	3.13	0.87
γ_m										2.67	1.05
γ_s										0.43	0.09

Nota: γ_m y γ_s son la media y la desviación estándar, respectivamente, de las relaciones entre los resultados experimentales y analíticos.

6 CAMPAÑA EXPERIMENTAL MUROS REHABILITADOS

En este capítulo se describe la campaña experimental de seis muros de HA rehabilitados. Los muros dañados en la campaña de capacidad residual fueron rehabilitados, como parte de la segunda etapa del proyecto FONDECYT/1171062. Las rehabilitaciones ejecutadas simulan rehabilitaciones realizadas en muros de edificios en Chile luego del terremoto de 2010 [29], [48], [92]. En esta tesis, los muros fueron rehabilitados con dos medidas: (1) adición de elementos de borde [93] y (2) aumento de espesor de muro [94]. La adición de elementos de borde tenía como objetivo incrementar la resistencia a flexión y la capacidad de deformación. Mientras que el aumento de espesor de muro tenía como objetivo incrementar la resistencia a flexión, corte y la capacidad de deformación. Las dos medidas de rehabilitación utilizadas en este trabajo están definidas en FEMA 356 [62], ACI 369 [20] y ASCE 41-17 [54].

6.1 Programa experimental

La matriz de ensayos y las características de las medidas de rehabilitación de los seis muros se resumen en la Tabla 6 - 1. El nombre de los muros rehabilitados incluye una **R** como identificador al final. Por ejemplo, el muro **RW1-S2.5-R** corresponde al muro RW1-S2.5 rehabilitado. La Tabla 6 - 1 muestra para cada muro rehabilitado su relación $M/(Vl_w)$, la resistencia del hormigón utilizado en la rehabilitación (f'_{cR}), la carga axial aplicada (N), la altura de la rehabilitación (h_R), la estimación de la resistencia a flexión ($V@M_n$), la estimación de la resistencia a corte (V_n), la relación $V@M_n/V_n$, la medida de rehabilitación que se utilizó y la medida adicional de rehabilitación que se aplicó, de ser el caso. La estimación de la resistencia a flexión ($V@M_n$) de los muros rehabilitados se estimó según el ACI 318-19 [76], con la resistencia del hormigón utilizado en la rehabilitación (f'_{cR}). Se utilizó esta resistencia ya que los ejes neutros de los muros se ubicaron dentro del elemento de borde rehabilitado. La estimación de la resistencia a corte (V_n) de los muros rehabilitados también se estimó según el ACI 319-19 [76], utilizando un promedio ponderado de las resistencias del hormigón del alma, compuesta por hormigón original y hormigón de la rehabilitación. Los valores de $V@M_n/V_n$ para los muros rehabilitados variaron entre 0.53 y 1.11 (Tabla 6 - 1). Estos valores sugieren un comportamiento dominado por flexión para los cinco primeros muros y un comportamiento dominado por corte para el muro RW6-S1.75-

R. Sin embargo, como se explicó en la sección 3.1, debido a la relación $M/(Vl_w)$ los muros rehabilitados pueden verse afectados por la interacción de flexión y corte.

Tabla 6 - 1. Resumen de las características principales de los muros rehabilitados.

Muro	$\frac{M}{(Vl_w)}$	f'_{cR} (MPa)	N (kN)	h_R (mm)	$V@M_n$ (kN)	V_n (kN)	$\frac{V@M_n}{V_n}$	Medida de rehabilitación	Medida adicional
RW1-S2.5-R	2.5	46.6	305.8	1050	161.8	306.5	0.53	Adición de elemento de borde	Corte de la armadura longitudinal
RW2-S2.5-R	2.5	38.3	304.7	1050	258.5	324.6	0.80	Adición de elemento de borde	-
RW3-S2.5-R	2.5	58.4	451.1	1750	330.4	665.4	0.50	Aumento de espesor del muro	-
RW4-S2.5-R	2.5	58.4	449.8	1750	293.4	355.4	0.83	Adición de elemento de borde	-
RW5-S1.75-R	1.75	28.1	305.6	1100	401.6	592.3	0.68	Aumento de espesor del muro	Envoltura de CFRP
RW6-S1.75-R	1.75	41.4	302.1	1050	372.5	336.5	1.11	Adición de elemento de borde	Inyección epóxica de grietas

La Figura 6 - 1 muestra la sección transversal de los muros con las dos medias de rehabilitación utilizadas. La Figura 6 - 1a muestra que la adición de elementos de borde generó un aumento en la longitud de los muros de 900 mm a 1000 mm. Las dimensiones de los elementos de borde fueron 255 mm de largo y 240 mm de espesor, y el alma de los muros quedó con un largo de 490 mm y un espesor de 150 mm. La Figura 6 - 1a también muestra que en los muros con adición de elementos de borde se colocó un refuerzo longitudinal adicional de borde de $6\phi 10$, confinado con estribos cerrados $\phi 8$ espaciadas a 60 mm. La relación s/d_b del refuerzo longitudinal adicional de borde es 6.0, donde s es el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento y d_b es el diámetro del refuerzo longitudinal adicional de borde. La Figura 6 - 1b muestra que el aumento del espesor del muro generó un muro rehabilitado de 980 mm de largo y 280 mm de espesor. La Figura 6 - 1b también muestra que, en los muros rehabilitados con aumento de espesor del muro, el detalle del refuerzo longitudinal adicional de borde y su confinamiento son idénticos al de los muros rehabilitados con adición de elementos de borde. Además, para los muros rehabilitados con aumento de espesor se colocó refuerzo distribuido adicional vertical que consistió en dos

capas de barras $\phi 8$ espaciadas a 130 mm y refuerzo distribuido adicional horizontal que consistió en dos capas de barras $\phi 8$ espaciadas a 150 mm. Adicionalmente, en estos muros rehabilitados con aumento de espesor se colocó dos trabas $\phi 8$ espaciadas a 150 mm en la altura, en toda la altura de la rehabilitación (ver Figura 6 - 1b). El proceso de rehabilitación de los muros se detalla en la siguiente sección.

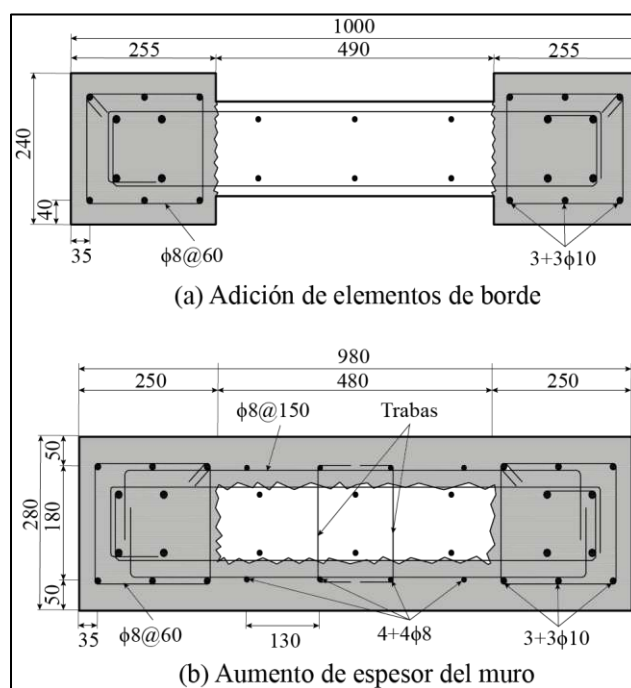


Figura 6 - 1. Detalle de las dos rehabilitaciones utilizadas en los muros.

6.2 Rehabilitación con adición de elementos de borde

Los muros RW1-S2.5, RW2-S2.5, RW4-S2.5 y RW6-S1.75 fueron rehabilitados con la adición de elementos de borde. La Figura 6 - 2 muestra fotos del proceso de rehabilitación mediante esta medida. La rehabilitación consistió en la remoción completa del hormigón dañado en las zonas de los bordes, el reemplazo del refuerzo longitudinal de borde original y la colocación del refuerzo longitudinal adicional de borde. La altura del hormigón removido (o altura de rehabilitación h_R) del borde de cada muro, medida desde la interfaz muro-base, se detalla en la Tabla 6 - 1. Adicionalmente, se removió aproximadamente 30 mm de hormigón de la base en el interfaz muro-base. Para la remoción del hormigón se utilizó un martillo hidráulico (Figura 6 - 2a y Figura 6 - 2b). El refuerzo longitudinal de borde original ($4\phi 12$) fue cortado, y se removió una longitud de aproximadamente 300 mm, en la zona

donde se produjo pandeo o fractura (Figura 6 - 2c). Este refuerzo removido se reemplazó con refuerzo nuevo ($\phi 12$) que se conectó con empalmes mecánicos en la interfaz muro-base (Figura 6 - 2d). Este refuerzo reemplazado se empalmó con las barras originales en el extremo superior de la zona rehabilitada, con una longitud de empalme de 700 mm. El refuerzo longitudinal adicional colocado en cada borde de muro ($6\phi 10$), se ancló hasta una profundidad de 150 mm en las bases (Figura 6 - 2d). Esta profundidad de anclaje equivale a una longitud de 15 veces el diámetro del refuerzo ($15d_b$). Esta longitud de anclaje es mayor que la longitud mínima de $10d_b$ recomendada por el fabricante del epóxico usado (Sikadur 31 HGM). Adicionalmente, la longitud de anclaje utilizada es menor que las longitudes de desarrollo que especificadas en el ACI 318-19, la cual debe ser la mayor entre la sugerida por 25.4.2.4a ($24d_b$) y 300 mm para una barra en tracción. La longitud sugerida por 25.4.2.4a se calculó considerando un valor de $(c_b + K_{tr})/d_b = 0$.

El proceso de anclaje del refuerzo longitudinal adicional de borde en la base se detalla en el capítulo 6.4. El refuerzo longitudinal adicional de borde alcanzó una altura de 850 mm para RW1-S2.5-R, RW2-S2.5-R y RW6-S1.75-R, y 1700 mm para RW4-S2.5-R, medidos desde la interfaz muro-base. El refuerzo longitudinal adicional de borde fue confinado siguiendo los requisitos de ACI 318-19 [76] para muros estructurales especiales, con estribos cerrados de confinamiento (Figura 6 - 1a). Después de colocar el refuerzo longitudinal adicional de borde, y antes de colocar el moldaje, se limpió la superficie del hormigón en la zona de adherencia con agua a presión con el objetivo de eliminar partículas de hormigón dañado (Figura 6 - 2f). Finalmente se colocó el moldaje (Figura 6 - 2g) para posteriormente hormigonar los elementos de borde (Figura 6 - 2h).

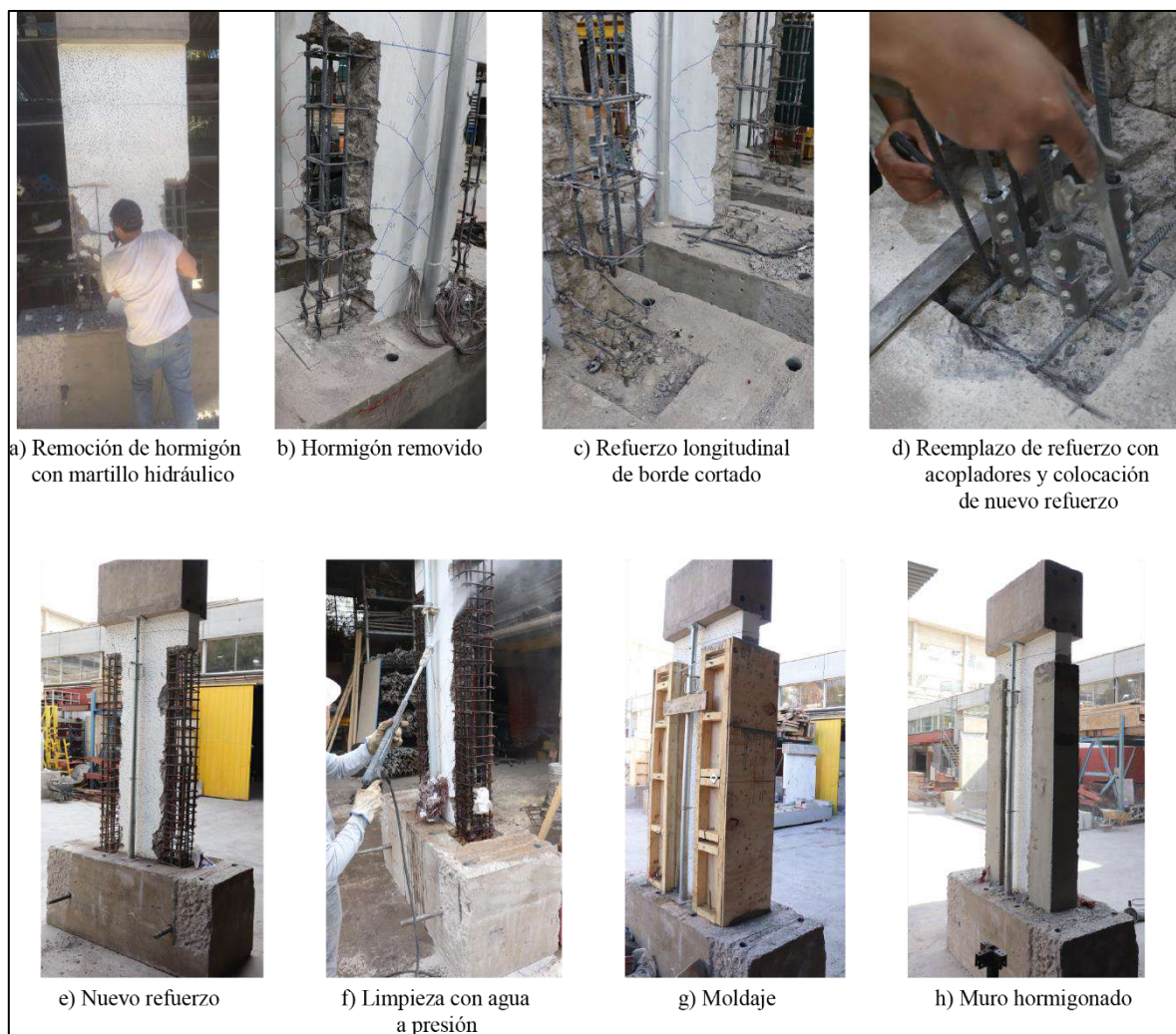


Figura 6 - 2. Fotos del proceso de rehabilitación mediante adición de elementos de borde.

Dos de los muros que fueron rehabilitados mediante la adición de elemento de borde (RW1-S2.5-R y RW6-S1.75-R) tuvieron una medida adicional de rehabilitación. Con el objetivo de generar un comportamiento y modo de falla diferente entre las probetas RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R, el refuerzo longitudinal adicional de borde en RW1-S2.5-R se cortó con sierra en el interfaz muro-base (Figura 6 - 3a). Este corte también afectó el hormigón de recubrimiento (Figura 6 - 3b). Con esta medida se esperaba que el nuevo elemento de borde en RW1-S2.5-R aumentara la capacidad de deformación del muro y no la resistencia a la flexión.

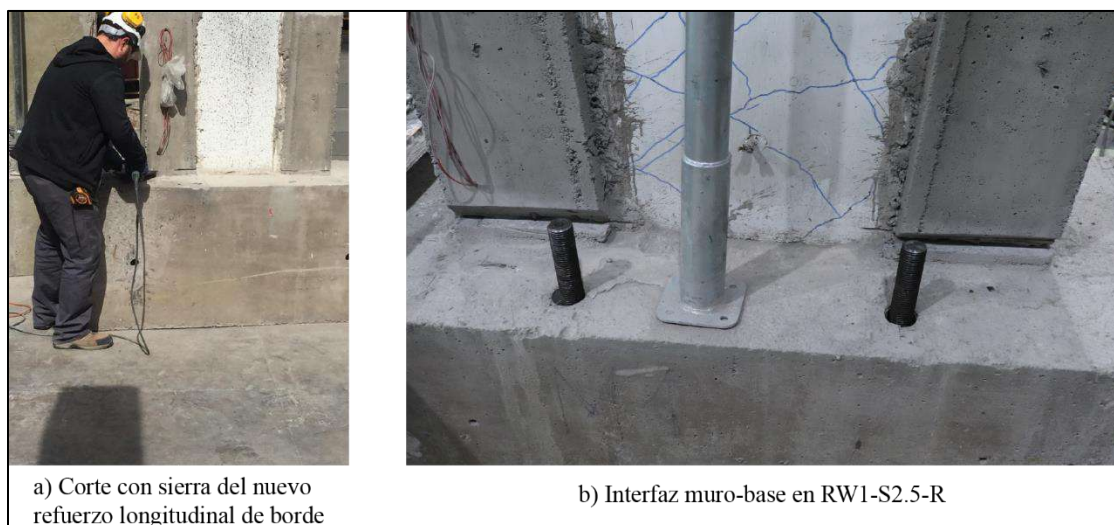


Figura 6 - 3. Fotos de la medida adicional en RW1-S2.5-R.

RW6-S1.75-R fue rehabilitado también con inyección epoxi en las grietas en la zona no rehabilitada (alma) para mejorar la resistencia del concreto agrietado [39], [40]. El proceso de inyección de grietas se describe a continuación. En primer lugar, se sellaron las grietas de mayor espesor en una de las caras del muro (Figura 6 - 4a) y se colocaron puertos de inyección a lo largo de las grietas de mayor espesor en la cara del muro donde no se sellaron las grietas (Figura 6 - 4b). Luego se sellaron las grietas en la cara del muro donde se colocaron los puertos de inyección (Figura 6 - 4b) y se inyectó a presión el epoxi (Sikadur 52) a través de los puertos de inyección colocados (Figura 6 - 4c) hasta que el epoxi saliera por las grietas no selladas en la cara opuesta del muro. Este proceso es semejante al presentado en [41], [42], [43].



Figura 6 - 4. Fotos de inyección con epoxi en RW6-S1.75-R.

6.3 Rehabilitación con aumento de espesor de muro

Los muros RW3-S2.5 y RW5-S1.75 fueron rehabilitados con aumento de espesor del muro. La Figura 6 - 5 muestra fotografías del proceso de rehabilitación mediante esta medida. La rehabilitación consistió en la remoción de aproximadamente 30 mm del hormigón de cada lado de los muros y del hormigón dañado en las zonas de los bordes. Adicionalmente, la rehabilitación consistió en el reemplazo del refuerzo longitudinal de borde original y la colocación de refuerzo longitudinal adicional de borde, y refuerzo distribuido adicional horizontal y vertical. La altura del hormigón removido (o altura de rehabilitación h_R) del espesor de cada muro, medida desde la interfaz muro-base, se detalla en la Tabla 6 - 1. Adicionalmente, se removió aproximadamente 30 mm del hormigón de la base en el interfaz muro-base. Para la remoción del hormigón se utilizó un martillo hidráulico (Figura 6 - 5a). El refuerzo longitudinal de borde original ($4\phi 12$) fue cortado en una longitud de aproximadamente 300 mm, en la zona donde se produjo pandeo o fractura (equivalente a la rehabilitación con adición de elementos de borde). Este refuerzo removido se reemplazó con refuerzo nuevo ($\phi 12$) que se conectó con empalmes mecánicos en la interfaz muro-base (Figura 6 - 5c). Este refuerzo reemplazado se empalmó con las barras originales en el extremo superior de la zona rehabilitada, con una longitud de empalme de 700 mm. El refuerzo longitudinal adicional colocado en cada borde ($6\phi 10$) y el refuerzo adicional vertical distribuido ($\phi 8@130$) se ancló a una profundidad de 150 mm y 100 mm, respectivamente en las bases (Figura 6 - 5c). Estas profundidades de anclaje equivalen a longitudes de 15 y

12.5 veces el diámetro del refuerzo ($15d_b$ y $12.5d_b$). Estas longitudes de anclaje son mayores que la longitud mínima de $10d_b$ recomendada por el fabricante del epóxico usado (Sikadur 31 HGM). Adicionalmente, la longitud de anclaje utilizada es menor que las longitudes de desarrollo que especificadas en el ACI 318-19, la cual debe ser la mayor entre la sugerida por 25.4.2.4a ($24d_b$) y 300 mm para una barra en tracción. La longitud sugerida por 25.4.2.4a se calculó considerando un valor de $(c_b + K_{tr})/d_b = 0$.

El refuerzo longitudinal adicional de borde y vertical distribuido alcanzó una altura de 1700 y 850 mm para RW3-S2.5-R y RW5-S1.75-R, respectivamente, medidos desde la interfaz muro-base. El refuerzo longitudinal adicional de borde fue confinado siguiendo los requisitos de ACI 318-19 [76] para muros estructurales especiales, con estribos cerrados de confinamiento (Figura 6 - 1b). Posteriormente se colocó el refuerzo adicional horizontal distribuido y las trabas (ver Figura 6 - 1). Las trabas se colocaron con el objetivo de unir de mejor manera el hormigón original con el hormigón nuevo. Una vez que el refuerzo adicional fue colocado y antes de colocar el moldaje, se limpió la zona donde se colocaría el nuevo hormigón con agua a presión con el objetivo de eliminar partículas de hormigón dañado (Figura 6 - 5e). Finalmente se colocó el moldaje (Figura 6 - 5f) para posteriormente hormigonar el aumento del espesor del muro (Figura 6 - 5g).



Figura 6 - 5. Fotos del proceso de rehabilitación mediante aumento de espesor del muro.

RW5-S1.75-R fue rehabilitado también con una envoltura de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP por las siglas en inglés). Esta envoltura se colocó en los 300 mm superiores de la zona rehabilitada con aumento de espesor y en 220 mm de la zona no rehabilitada. El objetivo de la envoltura de CFRP fue evitar daños en las zonas superiores del muro y producir la falla del muro en la zona inferior. Para colocar envoltura de CFRP en primer lugar se pulió la superficie del muro donde se iba a colocar el CFRP. Luego se colocó epoxi en la superficie del hormigón pulido y se colocó la envoltura de CFRP. Finalmente se colocó epoxi por encima de la envoltura de CFRP (Figura 6 - 6).

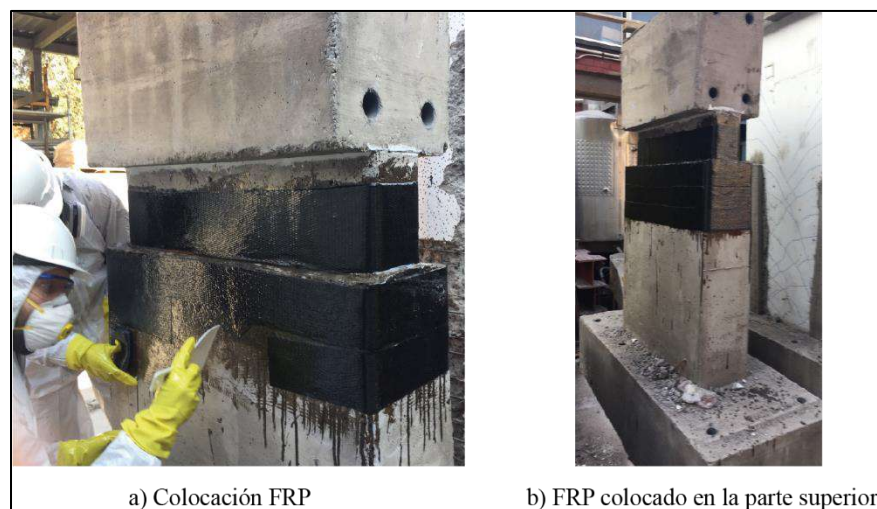


Figura 6 - 6. Fotos de la medida adicional con CFRP en RW5-S1.75-R.

La Figura 6 - 7 muestra fotografías del aspecto final de los muros rehabilitados y esquemas con las alturas de las rehabilitaciones realizadas. La Figura 6 - 7a muestra el interfaz muro-base de los muros RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R, donde se cortó refuerzo longitudinal adicional de borde de RW1-S2.5-R. La Figura 6 - 7d muestra la envoltura de CFRP colocada en RW5-S1.75-R. Finalmente, la Figura 6 - 7e muestra las grietas inyectadas con epoxi en RW6-S1.75-R.

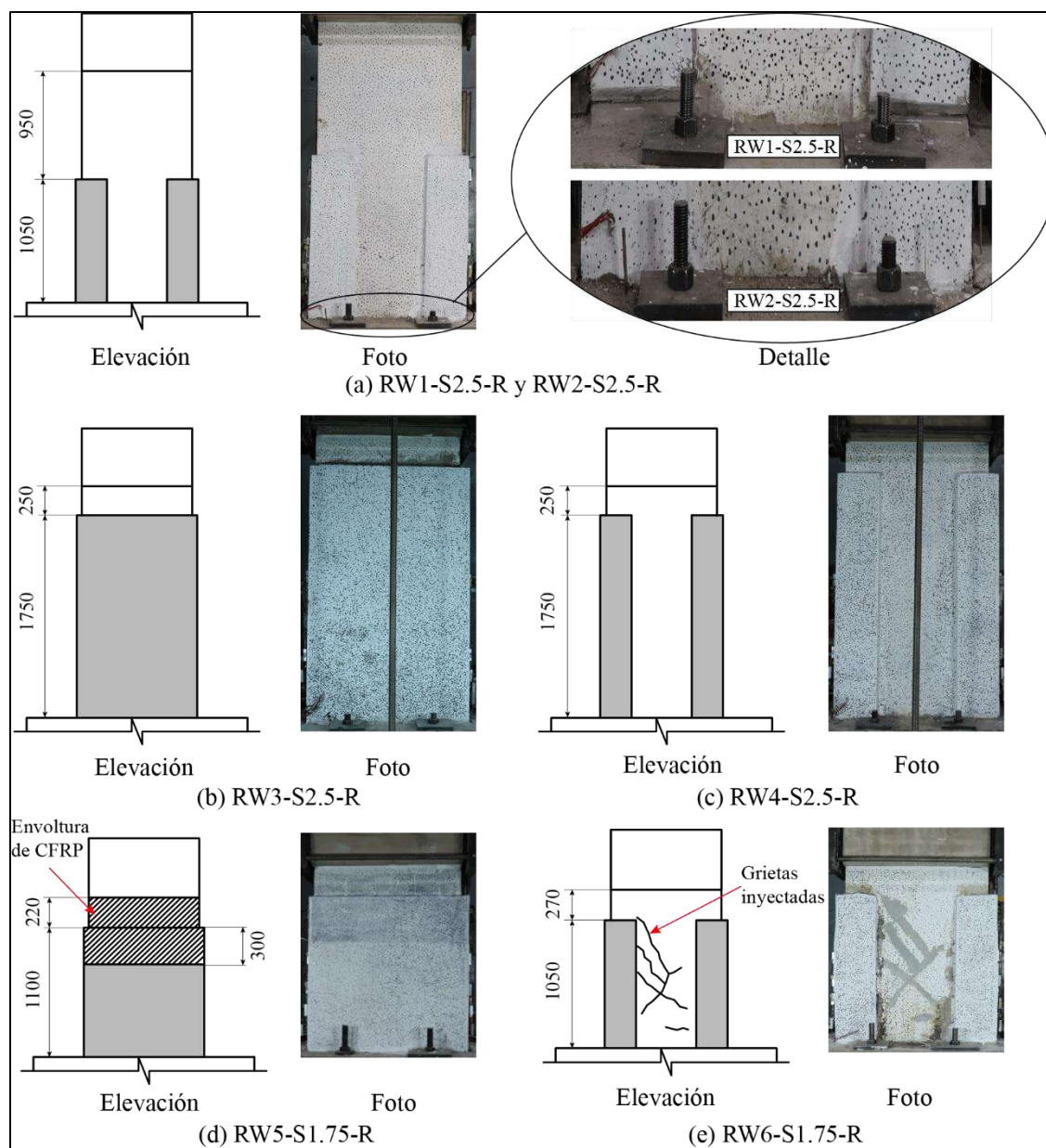


Figura 6 - 7. Aspecto final de los muros rehabilitados.

6.4 Propiedades de los materiales

Los muros se rehabilitaron con un hormigón de resistencia especificada a la compresión mayor a la de los muros originales. El tamaño máximo de árido fue de 6.4 mm, debido a la alta congestión de refuerzo en las zonas rehabilitadas. Para la armadura de refuerzo, se especificó un acero A630-420H ($f_y = 420$ MPa, $f_u = 630$ MPa) para las barras $\phi 8$, $\phi 10$ y $\phi 12$. Los empalmes mecánicos utilizados para las barras de $\phi 12$ fueron de simple fila con dos pernos por barra (Zap screwlok type 2). Además, el epoxi utilizado para anclar el refuerzo

longitudinal adicional de borde y adicional vertical distribuido en la base de los muros fue el Sikadur 31 HMG.

Las propiedades mecánicas del hormigón, de los aceros de refuerzo, empalmes y epoxi utilizado para anclar las barras de refuerzo en la base fueron medidas experimentalmente. Para medir la resistencia a la compresión del hormigón se ensayaron probetas cercanas a los 28 días y al día del ensayo del muro rehabilitado. Las probetas cilíndricas eran de 30 cm de alto y 15 cm de diámetro (Figura 6 - 8).

Para la rehabilitación de los seis muros se utilizaron cuatro mezclas de hormigón. La primera mezcla de hormigón (Mezcla 1) fue confeccionada en el laboratorio y se utilizó en los muros RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R. La segunda mezcla correspondió a un hormigón premezclado (Mezcla 2), entregado mediante un camión mixer, y se utilizó en los muros RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R. La tercera mezcla también correspondió a un hormigón premezclado (Mezcla 3), entregado mediante un camión mixes, y se utilizó en el muro RW5-S1.75-R. Finalmente, la cuarta mezcla (Mezcla 4) fue confeccionada en el laboratorio y se utilizó en el muro RW6-S1.75-R. La Tabla 6 - 2 detalla las probetas cilíndricas que se confeccionaron con cada mezcla, el día del ensayo de la probeta y la resistencia a la compresión. La resistencia a la compresión promedio de la primera mezcla fue de 25.4 MPa, 38.3 y 46.6 MPa a los 33, 63 y 109 días, respectivamente. La resistencia a la compresión promedio de la segunda mezcla fue de 35.7 MPa y 58.4 MPa a los 28 y 108 días, respectivamente. La resistencia a la compresión promedio de la tercera mezcla fue de 28.1 MPa a los 31 días. Finalmente, la resistencia a la compresión promedio de la cuarta mezcla fue de 29.2 MPa y 41.4 MPa a los 28 y 49 días, respectivamente. La Tabla 6 - 3 resume la edad del ensayo (en días) de cada muro y la resistencia promedio del hormigón correspondiente a esa edad.

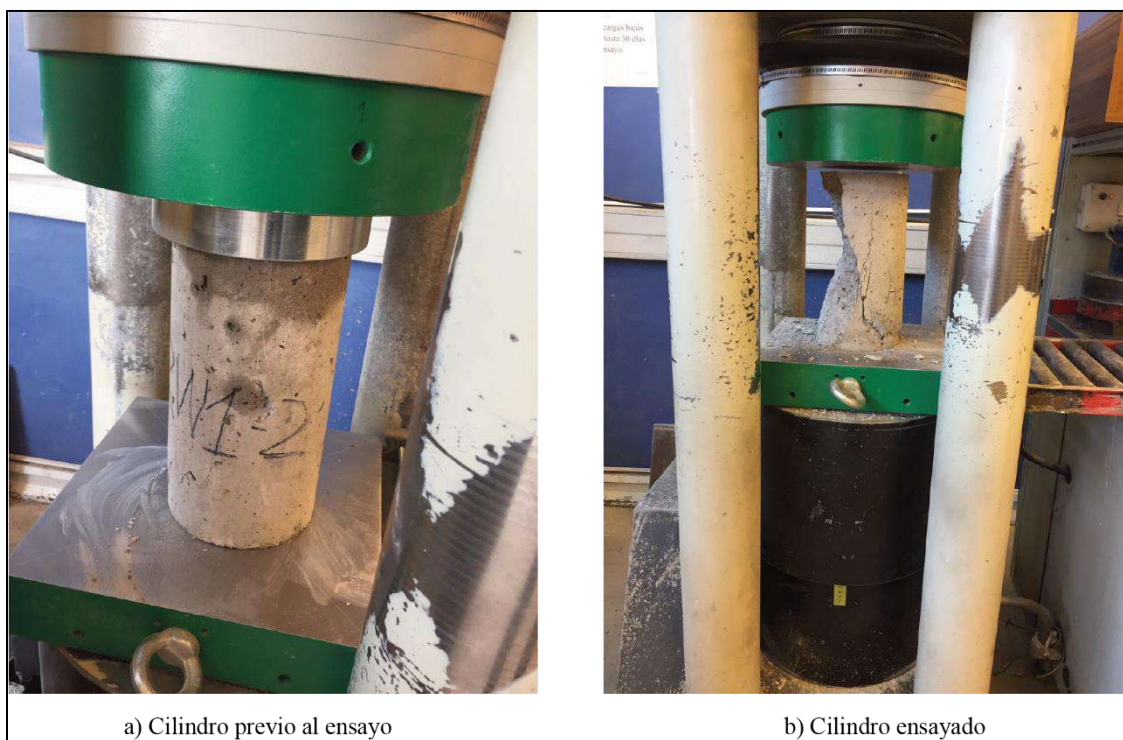


Figura 6 - 8. Ensayo de cilindros de hormigón.

Tabla 6 - 2. Mezcla, cilindro, edad (días), resistencia (MPa) y resistencia promedio (MPa).

Mezcla	Cilindro	Edad (días)	Resistencia (MPa)	Promedio (MPa)
1	1	33	25.5	25.4
	2	33	25.2	
	3	63	38.7	38.3
	4	63	36.5	
	5	63	39.8	
	6	109	48.1	46.6
	7	109	45.0	
	8	109	46.7	
2	1	28	35.2	35.7
	2	28	37.1	
	3	28	34.8	
	4	108	58.6	58.4
	5	108	58.4	

	6	108	59.6	
	7	108	57.1	
	8	108	58.1	
3	1	31	28.0	28.1
	2	31	28.5	
	3	31	27.7	
	4	31	29.1	
	5	31	27.4	
	6	31	27.9	
4	1	28	27.2	29.2
	2	28	31.2	
	3	49	44.9	41.4
	4	49	38.9	
	5	49	40.4	

Tabla 6 - 3. Muro, edad del ensayo y resistencia promedio del hormigón (MPa).

Muro	Edad del hormigón en día de ensayo del muro	Resistencia promedio (MPa)
RW1-S2.5-R	108	46.6
RW2-S2.5-R	62	38.3
RW3-S2.5-R	109	58.4
RW4-S2.5-R	107	58.4
RW5-S1.75-R	29	28.1
RW6-S1.75-R	50	41.4

Para el acero de refuerzo, se ensayaron tres barras de cada diámetro ($\phi 8$, $\phi 10$ y $\phi 12$) para obtener las propiedades del refuerzo vertical y horizontal. La Figura 6 - 9 muestra el esquema para el ensayo de las barras a tracción. Los ensayos de tracción de las barras se realizaron siguiendo la norma ASTM A370 [78].

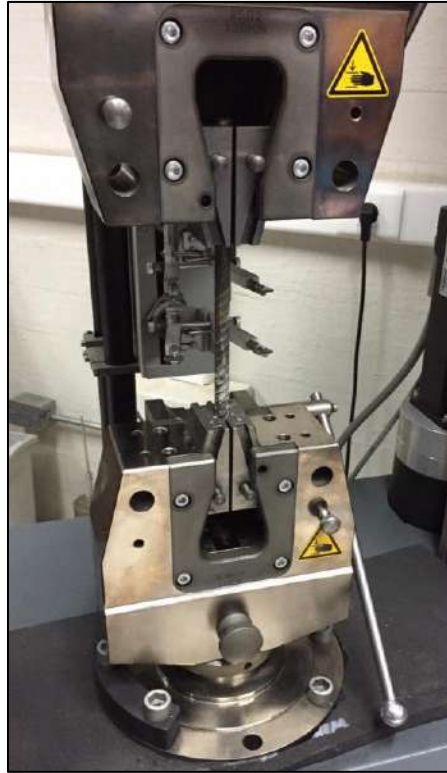


Figura 6 - 9. Ensayo en barras de refuerzo.

La Figura 6 - 10, Figura 6 - 11 y Figura 6 - 12 muestran las curvas tensión versus deformación unitaria para los ensayos de las barras $\phi 8$, $\phi 10$ y $\phi 12$, respectivamente. Las propiedades que se determinaron fueron: tensión de fluencia (f_y), tensión máxima (f_u), módulo de elasticidad (E), deformación de fluencia (ϵ_y) y deformación de rotura (ϵ_{rotura}). La deformación de rotura se define como la deformación de tensión máxima. La Tabla 6 - 4 resume las propiedades del acero de refuerzo utilizado en la rehabilitación.

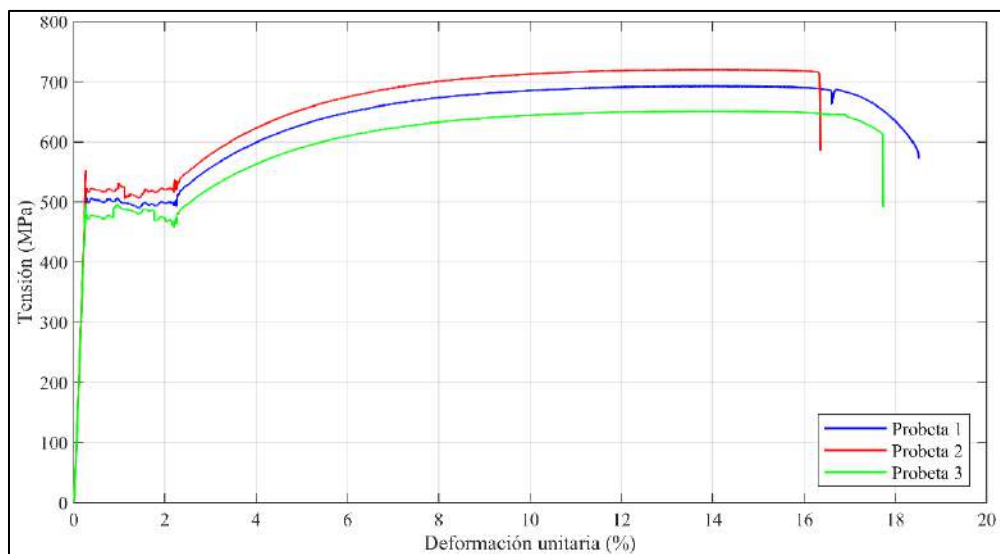


Figura 6 - 10. Tensión versus deformación unitaria para barras 8 mm.

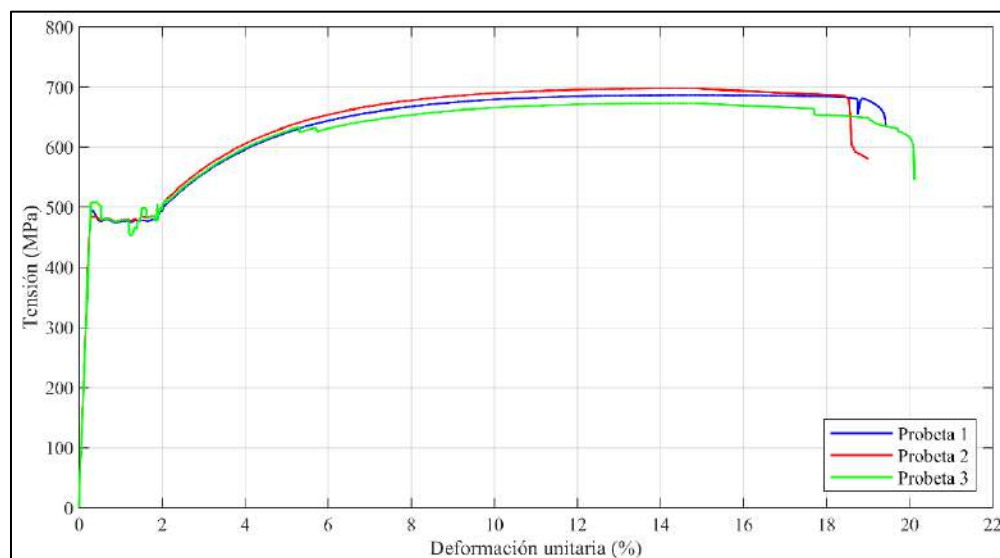


Figura 6 - 11. Tensión versus deformación unitaria para barras 10 mm.

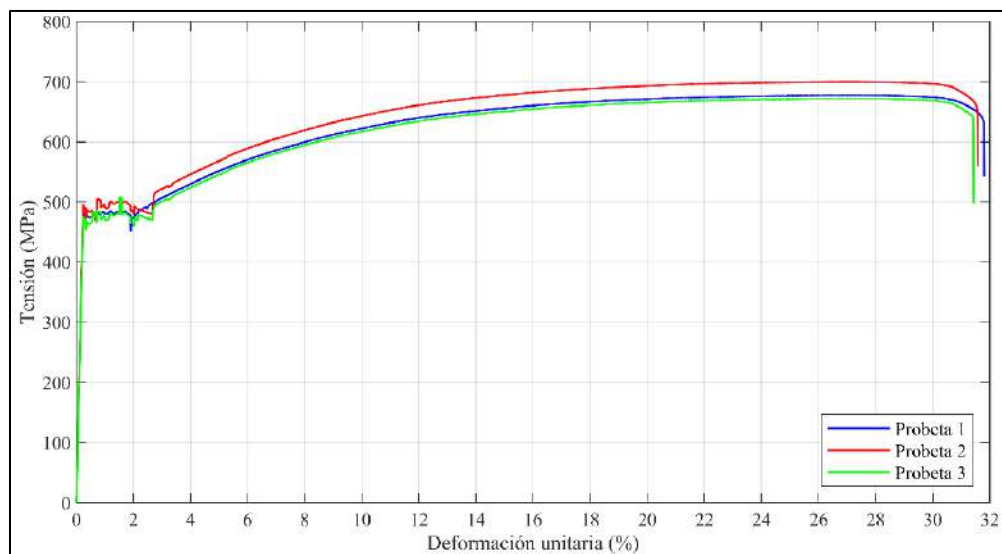


Figura 6 - 12. Tensión versus deformación unitaria para barras 12 mm.

Tabla 6 - 4. Propiedades del acero de refuerzo utilizado en la rehabilitación.

ϕ (mm)	Probeta	E (GPa)	ϵ_y (%)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y	ϵ_{rotura} (%)
8	1	206	0.25	505	693	1.38	14
	2	208	0.25	529	720	1.36	14
	3	204	0.24	492	650	1.32	14
	Promedio	206	0.25	509	688	1.35	14
10	1	185	0.26	476	686	1.44	15
	2	187	0.26	478	698	1.46	15
	3	183	0.26	478	673	1.41	15
	Promedio	185	0.26	477	686	1.44	15
12	1	201	0.24	481	677	1.41	27
	2	207	0.24	490	700	1.43	27
	3	199	0.24	471	672	1.43	27
	Promedio	202	0.24	481	683	1.42	27

Para evaluar el comportamiento de las barras $\phi 12$ conectadas con empalmes mecánicos se ensayaron tres barras con empalmes mecánicos y dos barras sin empalme mecánico (ver Figura 6 - 13). La longitud de estas cinco probetas fue de 300 mm. Estos ensayos permiten

comparar la deformación alcanzada de una barra sin empalme con la deformación alcanzada de una barra con empalme mecánico. Los ensayos de tracción de las barras y empalmes se realizaron siguiendo la norma ASTM A370 [78].

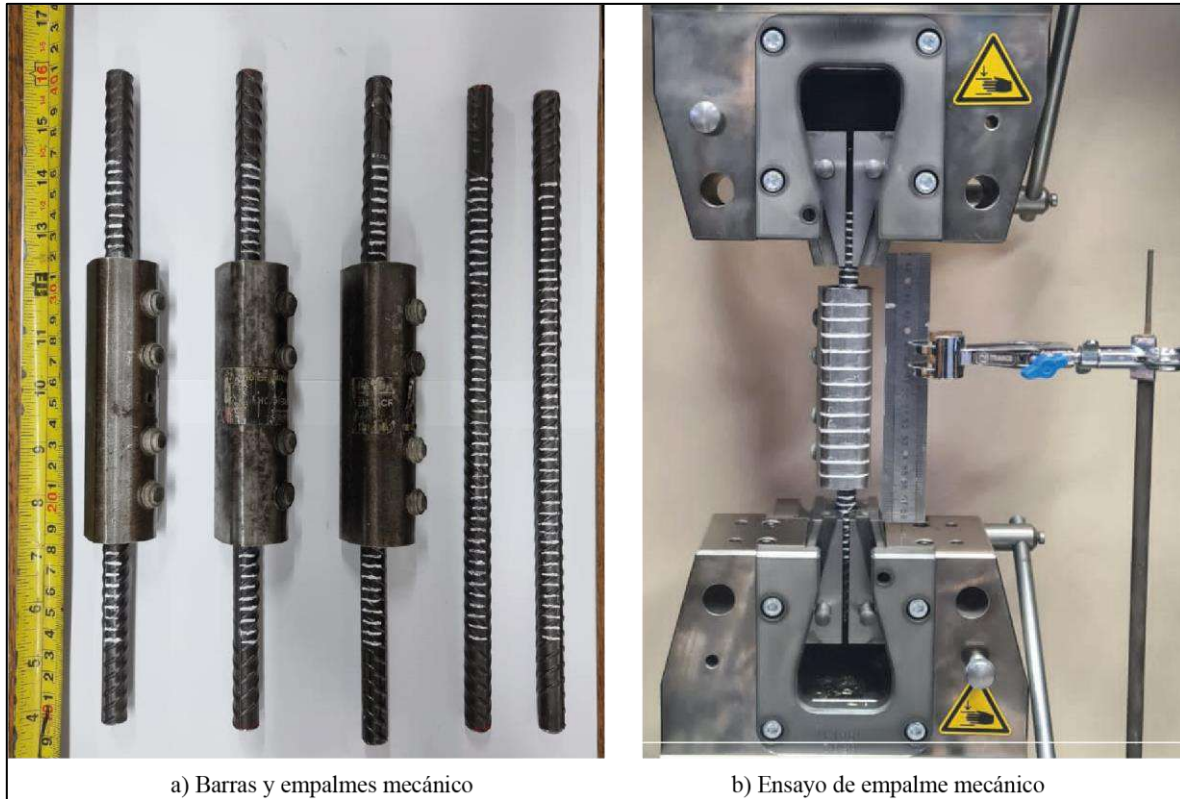


Figura 6 - 13. Barras, empalmes mecánicos y esquema de ensayo.

La Figura 6 - 14 muestra el estado de los empalmes mecánicos al final de cada ensayo. Se observó que los empalmes 1, 2 y 3 presentaron fractura de las barras de las barras $\phi 12$ conectadas. La fractura se produjo en las barras, en la zona de perforación de la barra con el perno exterior. La Figura 6 - 14c muestra esta fractura en la zona de perforación de la barra superior.

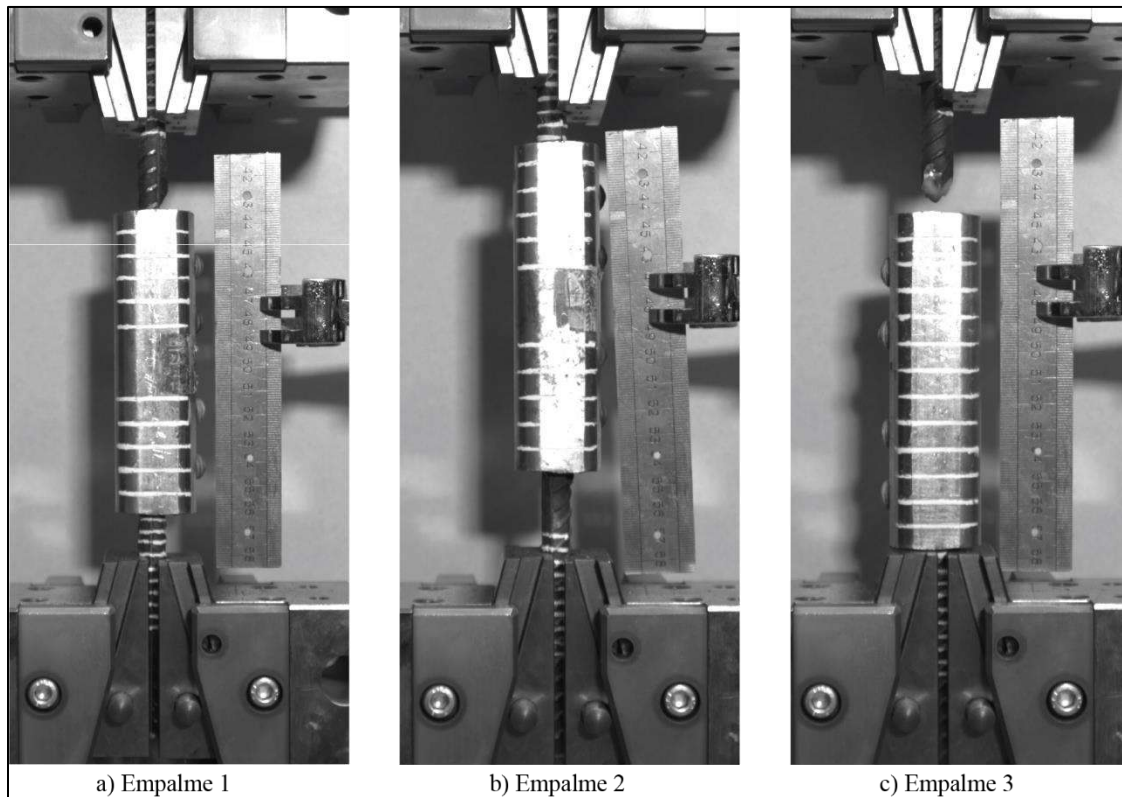


Figura 6 - 14. Empalmes mecánicos al final de cada ensayo.

La Figura 6 - 15 compara la curva tensión (MPa) versus deformación (%) de las barras $\phi 12$ con y sin empalmes mecánico. Los valores de tensión y deformación mostrados en la figura fueron obtenidos a partir de la fuerza (kN) y deformación (mm) registrada por el equipo. La tensión se obtuvo dividiendo la fuerza registrada por el equipo para el área de las barras $\phi 12$. La deformación se obtuvo dividiendo la deformación registrada por el equipo para la longitud libre de la probeta (aproximadamente 160 mm). La tensión máxima registrada en los ensayos de las barras con empalmes mecánicos fue de 601.3 MPa, 641.6 MPa y 613.6 MPa, para los empalmes 1, 2 y 3 respectivamente. El promedio de los tres ensayos fue de 618.8 MPa. Este promedio equivale a $1.29f_y$ y a $0.91f_u$ (usando los valores de resistencia medidos y registrados en la Tabla 6 - 4 de las barras $\phi 12$). Como la tensión máxima promedio es mayor que $1.25f_y$, este empalme mecánico cumple con el requisito de un empalme Tipo 1 del ACI 318-19 [76]. Sin embargo, la tensión máxima promedio (618 MPa) es menor que la tensión última nominal de las barras (630 MPa) y por lo tanto el empalme no se puede clasificar como de Tipo 2 según el ACI 318-19 [76].

En este párrafo se compara la deformación de tensión máxima (deformación de rotura) de las barras ensayadas con y sin empalmes mecánicos. La deformación de tensión máxima de las barras con empalmes mecánicos fue de 12.5%, 12.6% y 12.8%, y el promedio de los tres ensayos fue de 12.6%. La deformación de tensión máxima de las barras sin empalmes mecánicos fue de 27.1% y 25.3%, y el promedio de los dos ensayos fue de 26.2%. Este último promedio es similar a la deformación de rotura promedio de las barras $\phi 12$ obtenida en la Tabla 6 - 4 (27%). La deformación máxima promedio de las barras con empalmes mecánicos representa solo el 48.1% de la deformación máxima promedio de las barras sin empalmes mecánicos. Este resultado muestra que la capacidad de deformación a tracción de las barras con empalmes mecánicos fue aproximadamente la mitad de la capacidad de deformación de las barras sin empalmes mecánicos. Por lo tanto, las barras con empalmes mecánicos no logran mejorar la capacidad de deformación a tracción de las barras $\phi 12$.

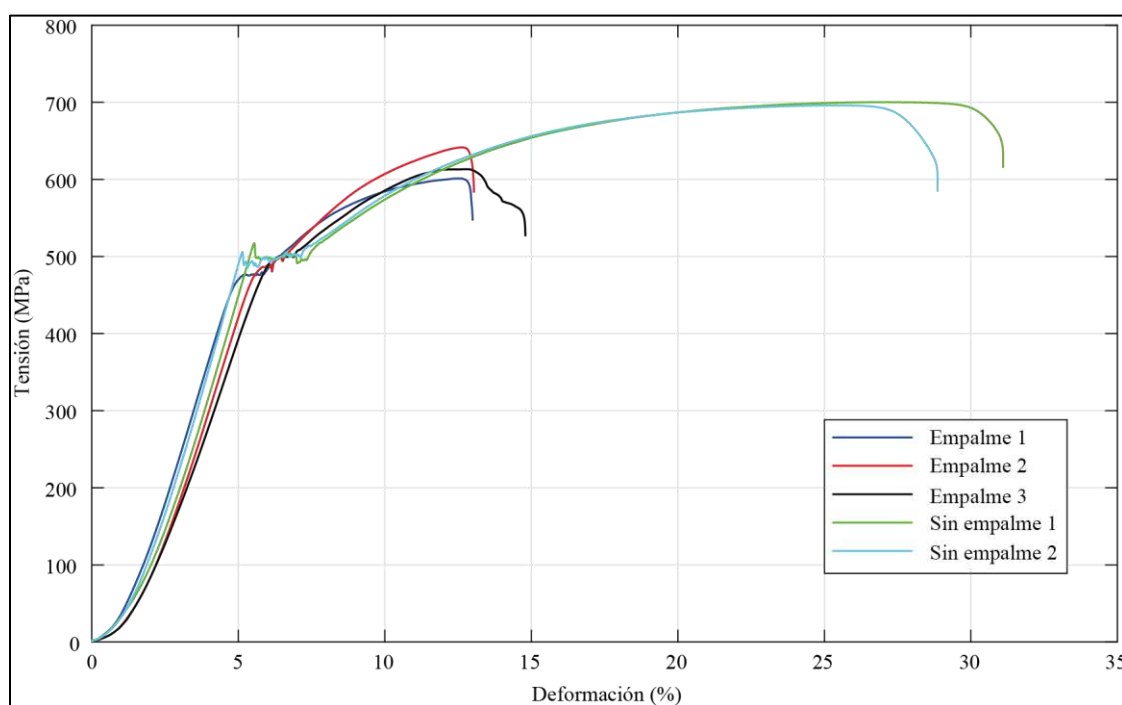


Figura 6 - 15. Tensión versus deformación unitaria para barras 12 mm con y sin empalmes mecánicos.

Finalmente se realizaron ensayos de refuerzo anclado al hormigón con epoxi (Sikadur 31 HMG) para obtener la resistencia máxima y observar el modo de falla. Se ensayaron dos barras $\phi 8$ y dos barras $\phi 10$. La Figura 6 - 16 muestra una fotografía del ensayo realizado. El epoxi utilizado se utilizó debido a que cumple con las especificaciones de la norma ASTM C881, además se encuentra avalado por el informe DICTUC N°538460. Para el ensayo se

anclo la barra de refuerzo a un bloque de hormigón mediante el epoxi Sikadur 31 HMG hasta una profundidad de 100 y 150 mm para las barras de $\phi 8$ y $\phi 10$, respectivamente. Esta profundidad es la misma que utilizó para el anclaje del refuerzo en la base de los muros. Para ensayar el anclaje de las barras se utilizó un gato hidráulico apoyado en dos vigas metálicas y conectado a una celda de carga que media la fuerza aplicada. Adicionalmente se colocaron dos transductores de desplazamiento apoyados a la viga metálica y al bloque de hormigón para medir el alargamiento de la barra. Para anclar las barras de refuerzo al bloque de hormigón (y también a la base de los muros) se siguieron las recomendaciones de Sika para anclajes y fijaciones. El procedimiento consiste en perforar el bloque de hormigón mediante un taladro utilizando una broca de 12 y 14 mm para las barras $\phi 10$ y $\phi 12$, respectivamente. Luego se limpió la perforación con aire a presión y se inyectó el epoxi en la perforación. Finalmente se introdujo el acero de refuerzo en la perforación girándolo para desplazar el aire atrapado y se limpió el material excedente.

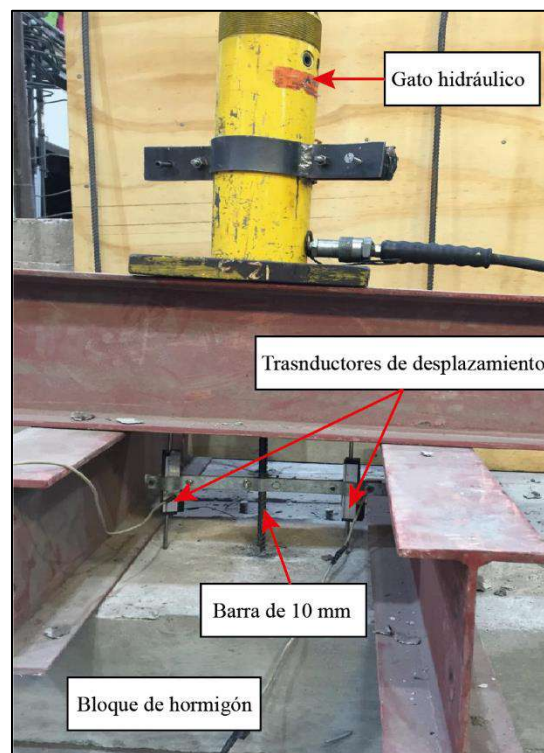


Figura 6 - 16. Esquema de ensayo de barras de refuerzo ancladas con epoxi.

La Figura 6 - 17 y Figura 6 - 18 muestran las curvas tensión (MPa) versus deformación (%) que se obtuvo de los ensayos en las barras de $\phi 8$ y $\phi 10$ ancladas con epoxi, respectivamente. Los valores de tensión y deformación mostrados en la figura fueron obtenidos a partir de la

fuerza (kN) registrada por la celda de carga colocada en el gato hidráulico y las deformaciones (mm) registradas por los transductores de desplazamiento. La tensión se obtuvo dividiendo la fuerza registrada por la celda de carga para el área de las barras $\phi 8$ y $\phi 10$, respectivamente. Mientras que la deformación (%) se obtuvo dividiendo la deformación (mm) registrada por los transductores de desplazamiento para la longitud libre de la probeta (aproximadamente 200 mm). La tensión máxima registrada en los ensayos de las barras $\phi 8$ fue de 605.9 MPa y 608.5 MPa, para los ensayos 1 y 2 respectivamente, y el promedio de los dos ensayos fue de 607.2 MPa. Este promedio equivale a $1.19f_y$ y a $0.88f_u$ (usando los valores de resistencia medidos y registrados en la Tabla 6 - 4 de las barras $\phi 8$). La tensión máxima registrada en los ensayos de las barras $\phi 10$ fue de 668.5 MPa y 671.3 MPa, para los ensayos 1 y 2 respectivamente, y el promedio de los dos ensayos fue de 669.9 MPa. Este promedio equivale a $1.40f_y$ y a $0.98f_u$ (usando los valores de resistencia medidos y registrados en la Tabla 6 - 4 de las barras $\phi 10$).

En este párrafo se compara la deformación máxima de las barras ancladas con epoxi. La deformación máxima corresponde a la deformación donde se registró la tensión máxima del ensayo. La deformación máxima de las barras $\phi 8$ fue de 6.1% (Transductor 1), 8.0% (Transductor 2), 5.9% (Transductor 1) y 5.0% (Transductor 2), para los ensayos 1 y 2 respectivamente. Por otro lado, la deformación máxima promedio de las barras $\phi 10$ fue de 8.2% (Transductor 1), 8.4% (Transductor 2), 5.5% (Transductor 1) y 4.6% (Transductor 2), para los ensayos 1 y 2 respectivamente. El promedio de la deformación máxima los dos ensayos fue de 6.7%. La deformación máxima promedio de las barras $\phi 8$ y $\phi 10$ ancladas con epoxi representaron el 45% de la deformación de rotura promedio de las barras $\phi 8$ y $\phi 10$ (Tabla 6 - 4, 14% y 15%). Estos resultados muestran que la capacidad de deformación a tracción de las barras ancladas con epoxi no representa ni la mitad de la capacidad de deformación de las barras. Por lo tanto, el sistema de anclaje con epoxi no logra mejorar la capacidad de deformación a tracción de las barras $\phi 8$ y $\phi 10$.

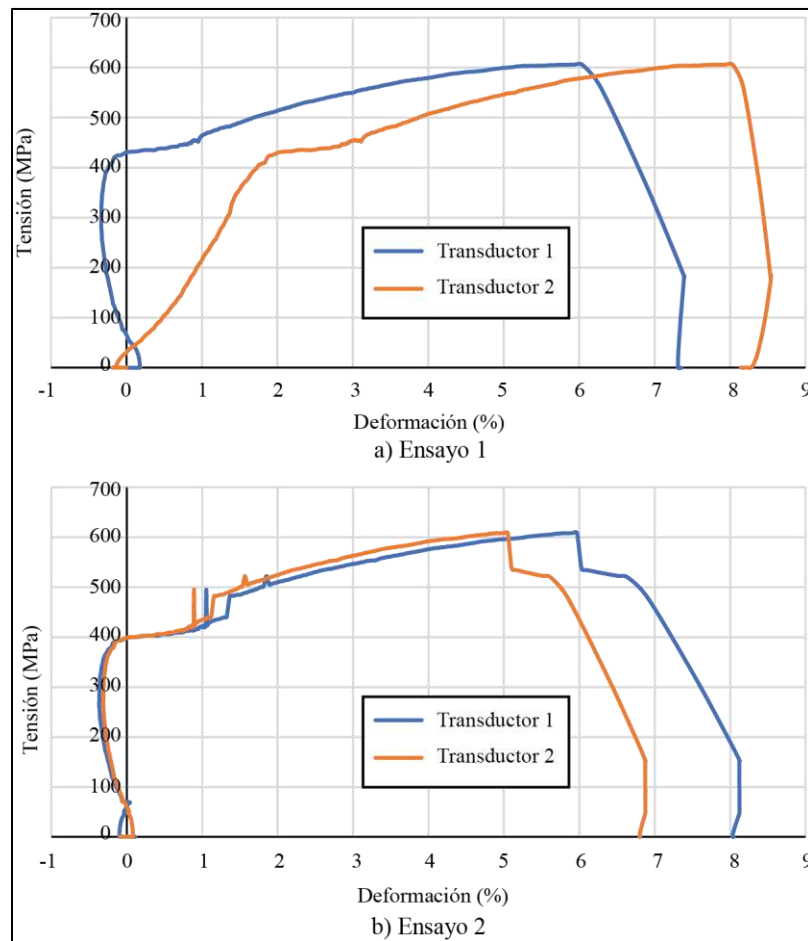


Figura 6 - 17. Tensión versus deformación para ensayo de epoxi con barras de 8 mm.

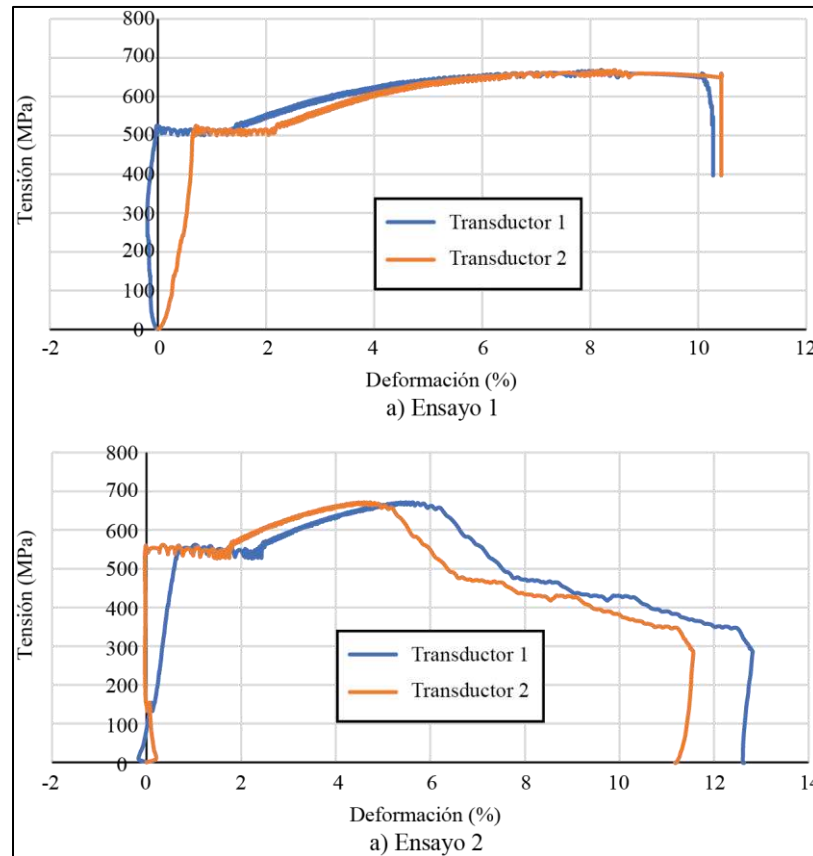


Figura 6 - 18. Tensión versus deformación para ensayo de epoxi con barras de 10 mm.

6.5 Esquema de ensayo, protocolo de carga e instrumentación

Los seis muros rehabilitados se sometieron a un protocolo combinado de carga axial constante (similar al de los muros originales) y carga lateral cíclica. El protocolo de carga lateral cíclica utilizado en los muros rehabilitados se presentan en la Figura 6 - 19. El protocolo de carga consistió en tres ciclos de desplazamiento controlado con relaciones de deriva objetivo de 0.20%, 0.25%, 0.35%, 0.50%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 2.5%, y posteriormente incrementos de 0.5% hasta la falla. Cada ciclo comenzó en la dirección de empuje (dirección este). El protocolo de carga para los muros rehabilitados fue equivalente al de los muros originales RW3-S2.5 y RW5-1.75, lo que permite la comparación directa de las respuestas entre los muros rehabilitados y originales.

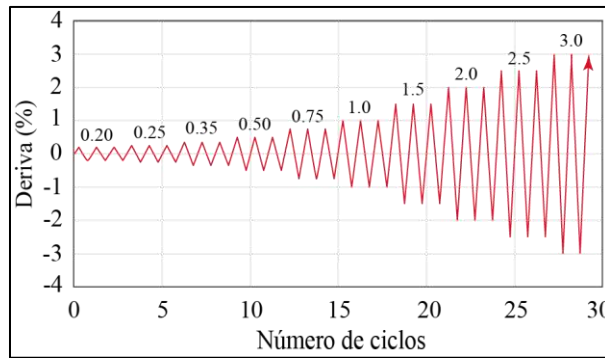


Figura 6 - 19. Protocolo de carga para muros rehabilitados.

Las configuraciones utilizadas para el ensayo de los seis muros rehabilitados se muestran en la Figura 6 - 20. Debido a la existencia de otros ensayos, los muros rehabilitados se orientaron en la dirección este-oeste y no en la dirección norte-sur como los muros de la campaña de la capacidad residual (ver Figura 3 - 6a y Figura 3 - 7a). Los desplazamientos laterales cíclicos cuasiestáticos se aplicaron mediante un actuador hidráulico montado horizontalmente y anclado al muro de reacción. El actuador tenía una capacidad de 695 kN y 1100 kN a tracción y compresión, respectivamente. Para la aplicación de la carga axial se utilizó dos esquemas. La Figura 6 - 20b muestra el esquema utilizado para los muros RW1-S2.5-R, RW2-S2.5-R, RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R, donde la carga axial se aplicó mediante dos gatos hidráulicos apoyados en la viga superior de un marco de carga que transferían la carga axial a la parte superior de los muros. La Figura 6 - 20c muestra el esquema utilizado para los muros RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R, donde la carga axial se aplicó mediante cuatro gatos hidráulicos montados en dos vigas de acero (una a cada lado de los muros) que transfirieron la carga axial a la parte superior de los muros, utilizando dos varillas de acero (esquema similar al utilizado para los muros originales). Los dos esquemas incluían un sistema de restricción de desplazamiento lateral fuera del plano, que se conectó a la viga cabezal de los muros, similar al utilizado en los muros originales.

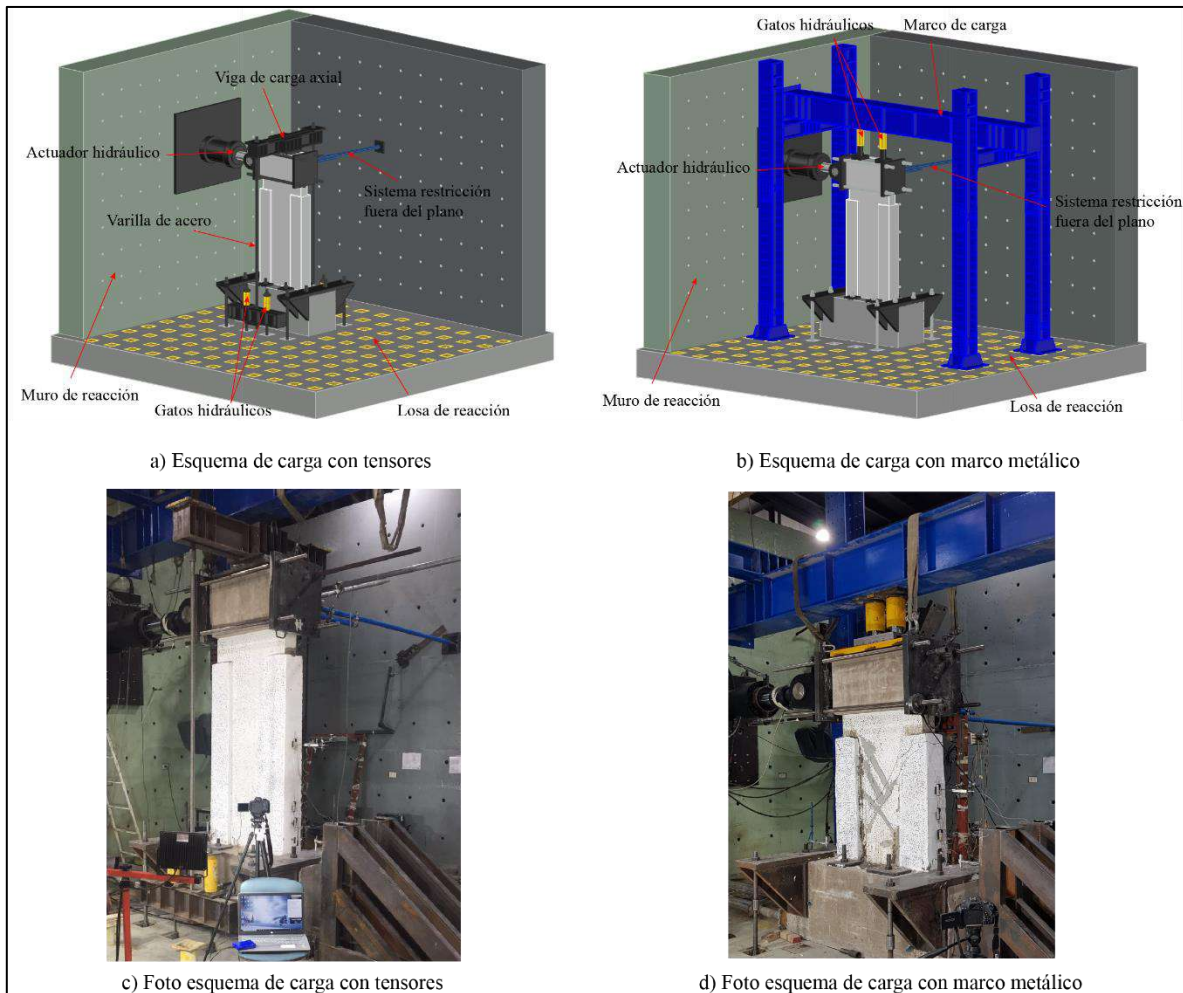


Figura 6 - 20. Configuraciones utilizadas para los ensayos de los muros rehabilitados.

Se utilizaron varios instrumentos para medir cargas, deformaciones y desplazamientos. Los transductores de desplazamiento se utilizaron para medir deformaciones globales y locales en varios lugares. Para todos los muros rehabilitados se utilizaron 24 transductores de desplazamientos (Figura 6 - 21). La Figura 6 - 21a y Figura 6 - 21b muestran la configuración de la instrumentación para los muros rehabilitados con adición de elementos de borde y aumento de espesor del muro, respectivamente. La Figura 6 - 21c detalla la medición de cada transductor de desplazamiento. La Figura 6 - 21d especifica la distancia entre transductores de los muros rehabilitados.

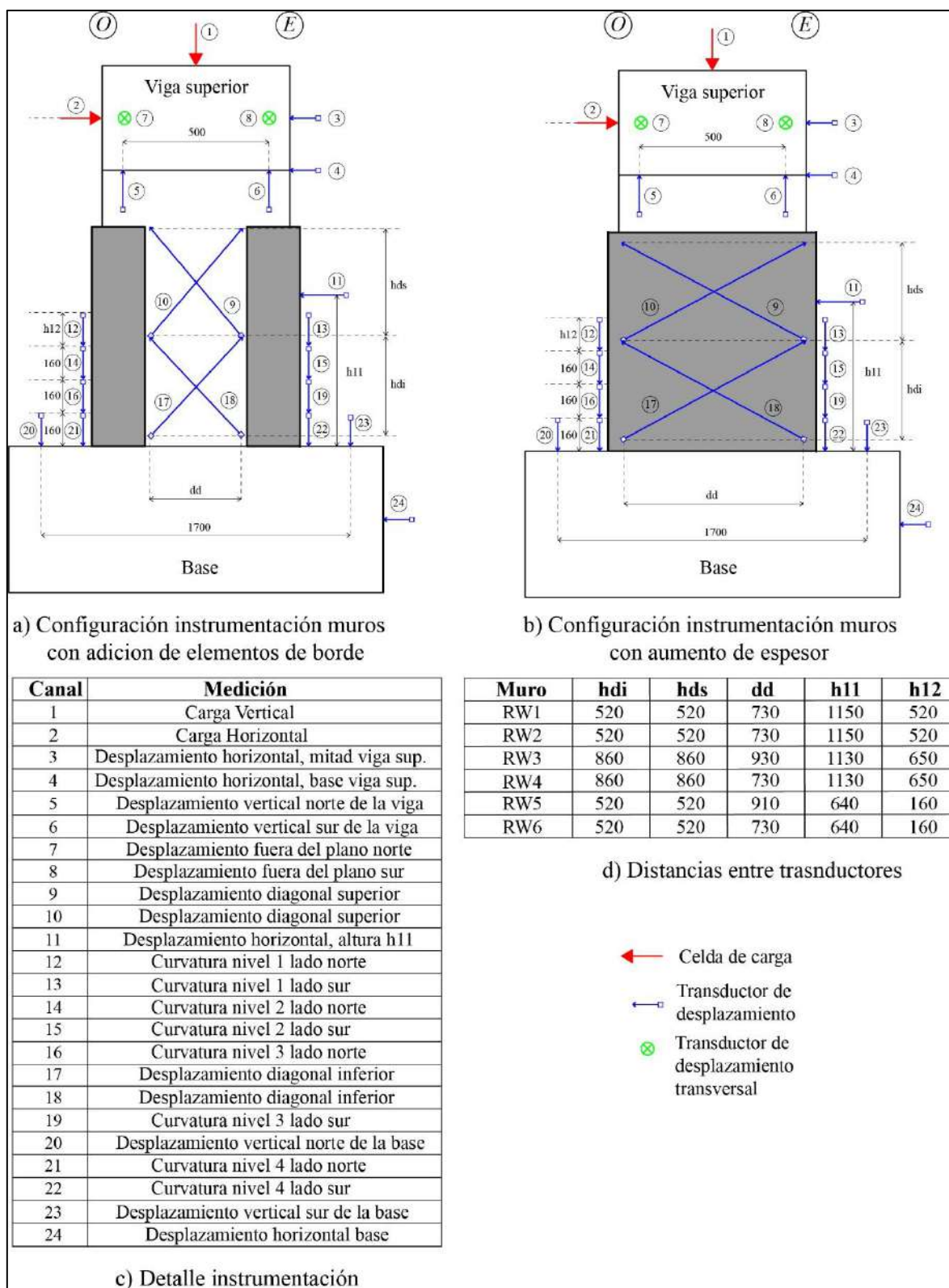


Figura 6 - 21. Configuración y detalle de instrumentación para muros rehabilitados.

La Figura 6 - 22 muestra la ubicación y el número de los strain-gages colocados en los muros rehabilitados. Se colocó un total de ocho strain-gages en cada muro rehabilitado (cuatro en cada lado) para medir las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal adicional de borde. Estos sensores fueron instalados durante la construcción de los muros a una altura de 90mm del interfaz muro-base.

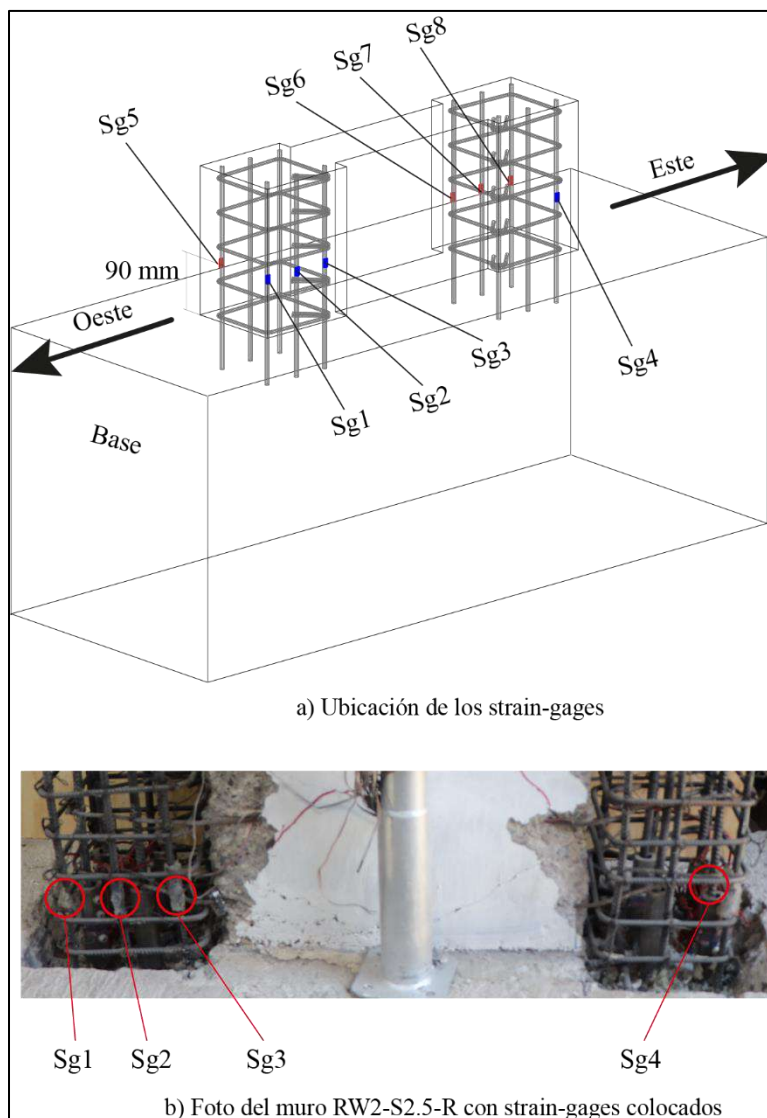


Figura 6 - 22. Ubicación y detalle de colocación de strain-gages en muros rehabilitados.

7 RESULTADOS EXPERIMENTALES DE MUROS REHABILITADOS

En este capítulo se presentan los resultados experimentales de los seis muros rehabilitados. Para cada ensayo se describe el daño observado, la relación carga-desplazamiento, la carga axial, el desplazamiento y la rotación de la base, la deformación de corte, la rotación de la viga cabezal, el alargamiento del muro, el desplazamiento fuera del plano, la deformación unitaria del refuerzo y la relación momento-curvatura.

La relación carga-desplazamiento de cada ensayo se obtuvo con los transductores ubicados en la mitad (Canal 3) y en la base (Canal 4) de la viga cabezal, ver Figura 6 - 21. Los desplazamientos positivos se refieren a la extensión del actuador. La carga lateral se obtuvo con la medición de la celda de carga del actuador (Canal 2 en Figura 6 - 21).

La carga axial se obtuvo con la medición de una celda de carga auxiliar que medía la presión de aceite en el circuito de los gatos hidráulicos, Canal 1 (Figura 6 - 21) y se grafica en función del tiempo. La aplicación de la carga axial fue manual y se intentó mantener constante y similar a la carga axial de su muro original respectivo.

El desplazamiento de la base de los muros se midió con el transductor de desplazamiento del Canal 24 (Figura 6 - 21) y se grafica en función del tiempo. La rotación de la base se determinó con los desplazamientos de los transductores de los Canales 20 y 23 (Figura 6 - 21). Esta rotación se estimó de manera semejante a la detallada en el capítulo 4.

La deformación por corte de cada muro se estimó con la medición de los transductores diagonales (Canales 9, 10, 17 y 18), ver Figura 6 - 21. Esta deformación se estimó de manera semejante a la detallada en el capítulo 4.

La rotación de la viga cabezal y el alargamiento del muro se determinó con los desplazamientos verticales medidos por los transductores de los Canales 5 y 6 (Figura 6 - 21). La rotación de la viga cabezal y el alargamiento del muro se estimaron de manera semejante a la detallada en el capítulo 4.

El desplazamiento fuera del plano de los muros se midió con los transductores de los Canales 7 y 8 (Figura 6 - 21). Este desplazamiento también se grafica en función del tiempo.

La deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional de borde se midió con los strain-gages (Figura 6 - 22). Para cada muro se analizan las deformaciones unitarias con el objetivo de identificar el instante donde comienzan a fluir el refuerzo. Esta deformación unitaria se grafica en función del tiempo.

Finalmente, la relación momento-curvatura de los muros rehabilitados se midió en cuatro secciones transversales, utilizando los transductores 12, 13, 14, 15, 16, 19, 21 y 22 (Figura 6 - 21). El momento flector en cada sección transversal corresponde a la carga lateral aplicada por el actuador, multiplicada por la distancia entre el punto de aplicación de la carga y la altura media entre los puntos en donde se midió el desplazamiento. La relación momento-curvatura del muro se estimó de manera semejante a la detallada en el capítulo 4.

7.1 Ensayo RW1-S2.5-R

7.1.1 Daño observado

La Figura 7 - 1 muestra el principal daño en el muro RW1-S2.5-R, que fue rehabilitado con adición de elementos de borde. En este muro se observó que el ancho de las grietas existentes en el alma comenzó a aumentar durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.50%. Durante los ciclos subsiguientes, aparecieron nuevas grietas diagonales (Figura 7 - 1a) y de flexión en el alma, y algunas de estas nuevas grietas diagonales se extendieron por encima de los elementos de borde. Durante los ciclos con una deriva objetivo de 1.0 %, apareció una grieta horizontal en el alma en la interfaz muro-base (Figura 7 - 1b). Durante los ciclos posteriores, se observó un comportamiento de balanceo del muro que aumentó gradualmente la longitud y el ancho de la grieta horizontal en la interfaz muro-base. La apertura de una grieta horizontal de este tipo en la base del muro se observa comúnmente en muros con balanceo [21], [28], [44], [45]. Además, el balanceo provocó el aplastamiento del hormigón en la parte inferior del elemento de borde oeste para los ciclos con una deriva objetivo del 2.0 % (Figura 7 - 1b). El ensayo se detuvo en el primer ciclo de la deriva objetivo de 3.5 %, cuando la fuerza lateral cayó aproximadamente 44 % de la fuerza lateral máxima durante los ciclos de carga positiva. La caída de resistencia lateral de los ciclos de carga positiva se atribuye a la fractura

de refuerzo longitudinal con empalmes mecánicos. El modo de falla por balanceo de RW1-S2.5-R se debe al alargamiento y fractura de refuerzo longitudinal con empalme mecánico.



Figura 7 - 1. Daño en el muro RW1-S2.5-R.

7.1.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 7 - 2 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW1-S2.5-R. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +67.60 mm en sentido positivo, y hasta -67.34 mm en sentido negativo. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +76.32 mm en sentido positivo, y hasta -76.35 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

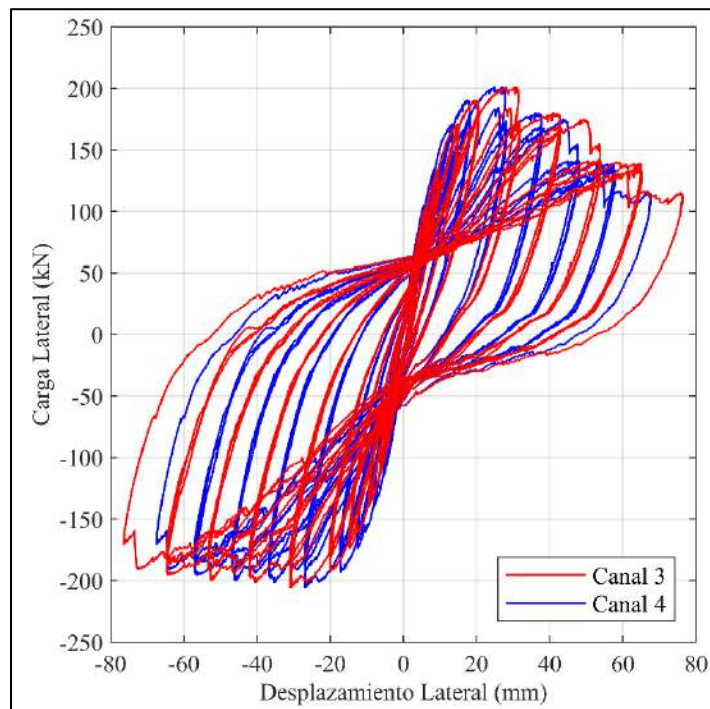


Figura 7 - 2. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.3 Carga axial

La Figura 7 - 3 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 303.5 kN, la misma que la del muro original. La figura también muestra

que la carga axial tuvo picos importantes antes de la finalización del ensayo. La mayor caída se produjo en $t = 5582$ seg. con un valor de 161.1 kN y el mayor incremento se produjo en $t = 4838$ seg. con un valor de 360.7 kN. Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga fue de 305.8 kN.

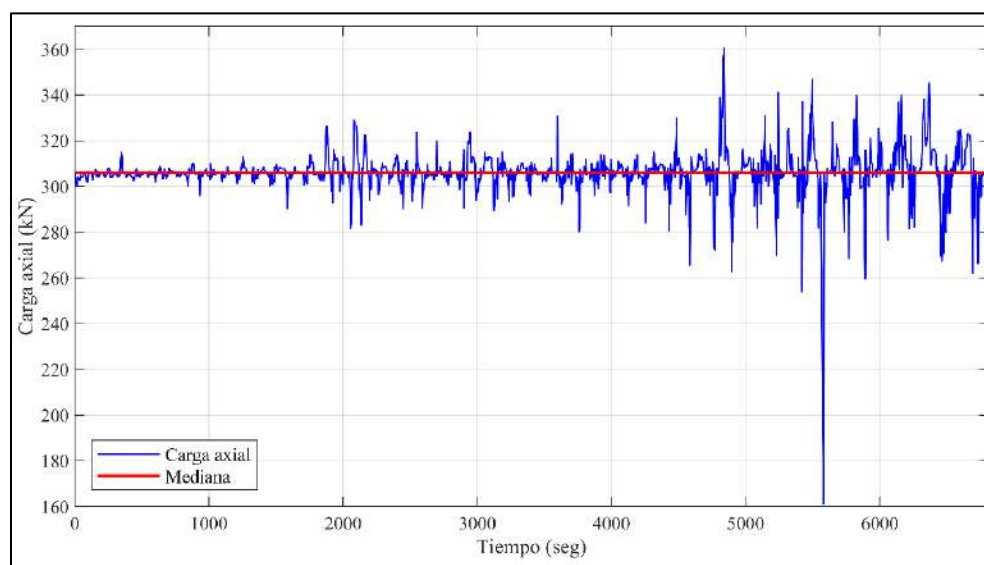


Figura 7 - 3. Carga axial versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 7 - 4 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.4 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -0.51 mm en $t = 4545$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 0.98% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (-52.2 mm).

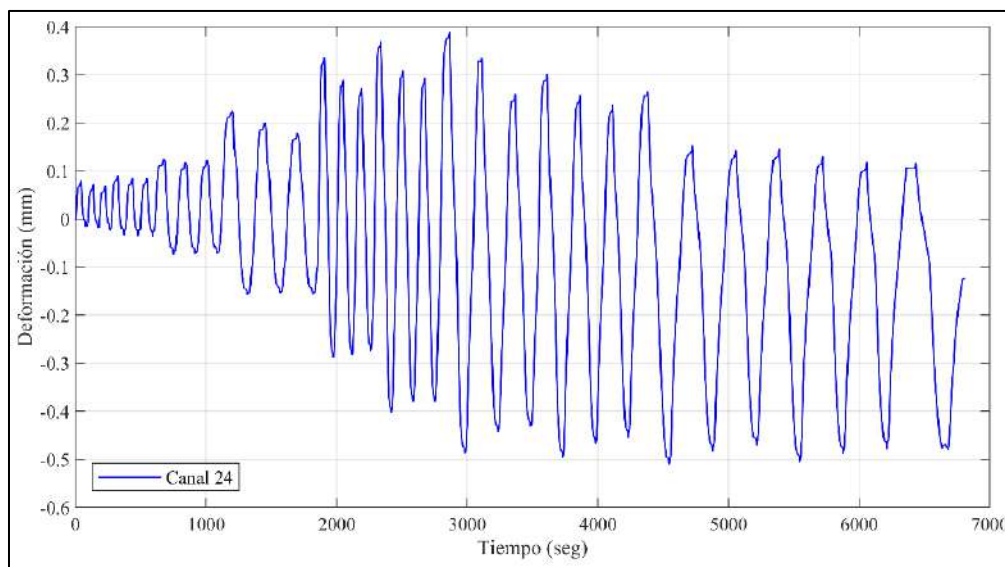


Figura 7 - 4. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.

La Figura 7 - 5 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de -0.00026° en $t = 6341$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de -0.01 mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

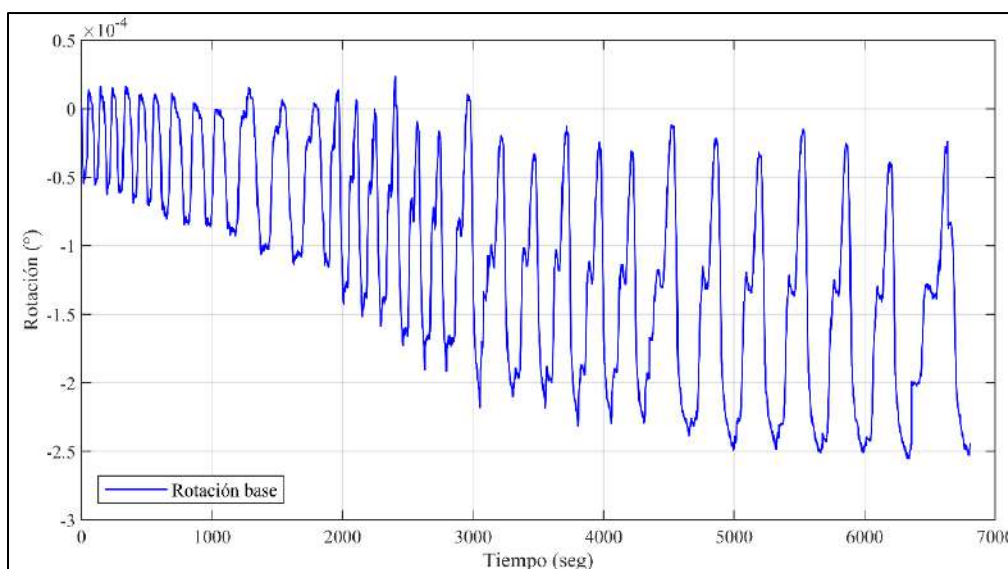


Figura 7 - 5. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.5 Deformación de corte

La Figura 7 - 6 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de +9.14 mm en $t = 6667$ seg.

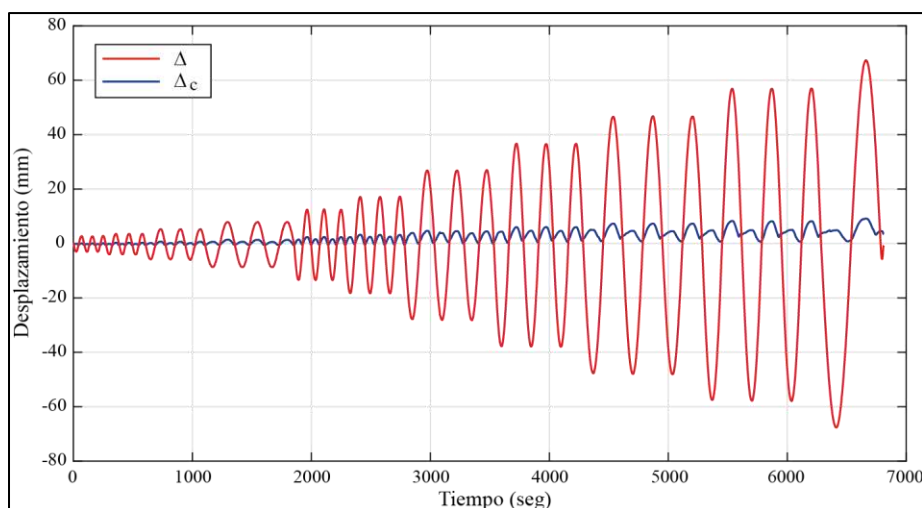


Figura 7 - 6. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.

La Figura 7 - 7 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue muy cercano a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los bajos desplazamientos laterales de la base (Figura 7 - 4). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió principalmente en deformación de flexión y corte ($\Delta \approx \Delta_f + \Delta_c$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) varió para las derivas objetivos llegando a un máximo de 0.18 para una deriva objetivo del 0.75%.

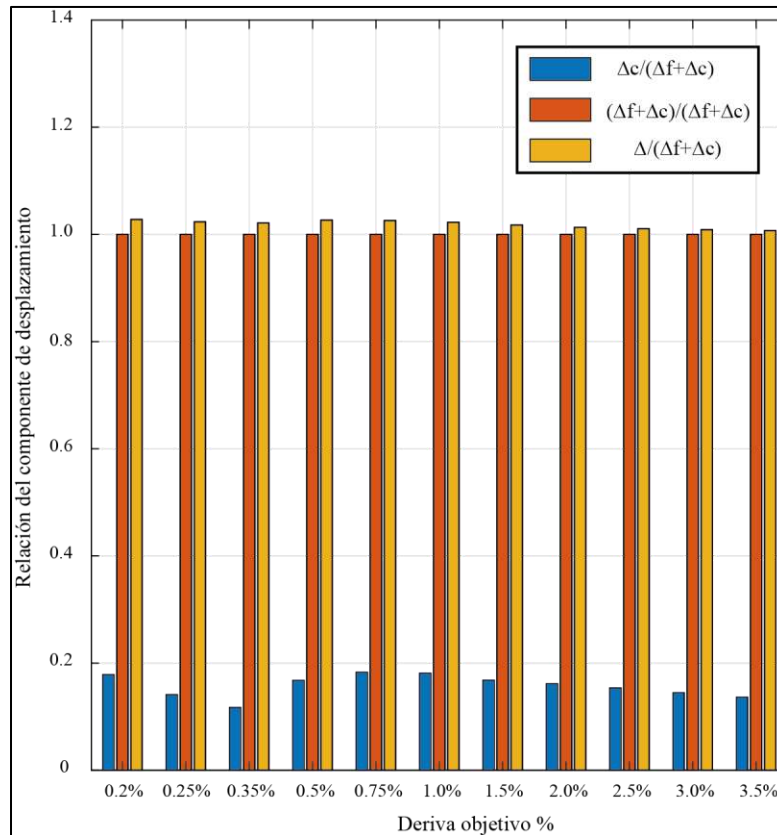


Figura 7 - 7. Proporción de componenetes de desplazamiento, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.6 Rotación de viga cabezal

La Figura 7 - 8 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 6651$ seg. y corresponde a 0.11° .

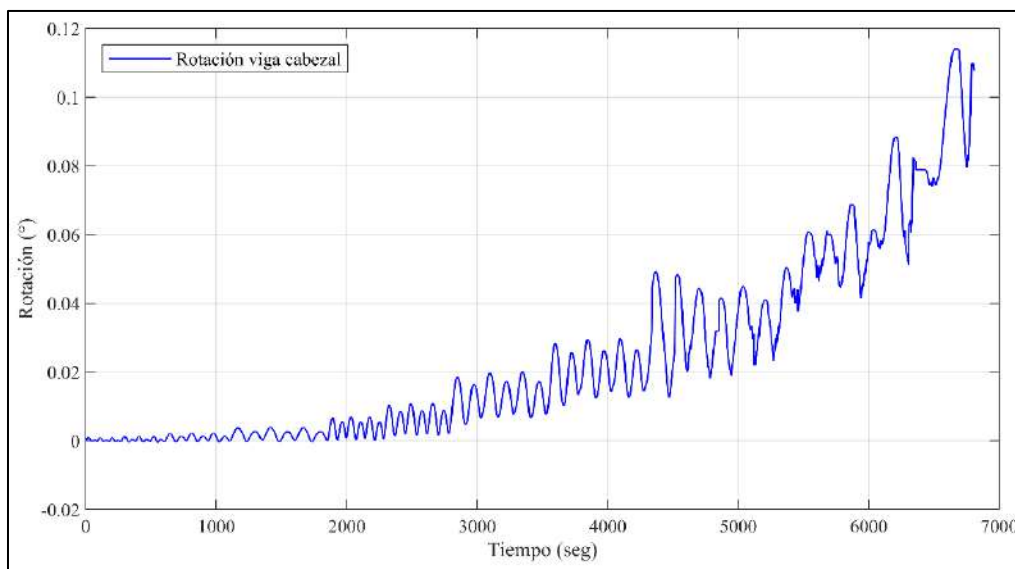


Figura 7 - 8. Rotación de la viga cabeza versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.7 Alargamiento del muro

La Figura 7 - 9 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabeza (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra que el incremento en el alargamiento del muro comenzó a crecer significativamente para desplazamientos laterales mayores a 40 mm. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de 26.24 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 1.31%. Esta significativa deformación vertical residual se debió al deslizamiento del refuerzo de borde a través de los empalmes.

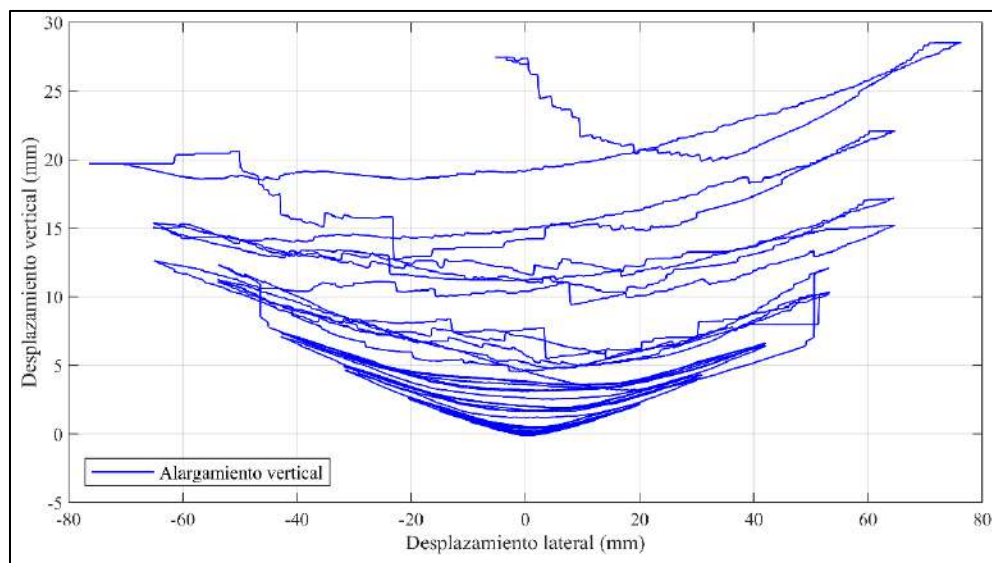


Figura 7 - 9. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 7 - 10 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 6 - 21) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 7 en $t = 4524$ seg. y corresponde a $+7.89$ mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de $+0.35\%$. Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión mínima en el muro correspondiente a 0.76° en $t = 4714$ seg,

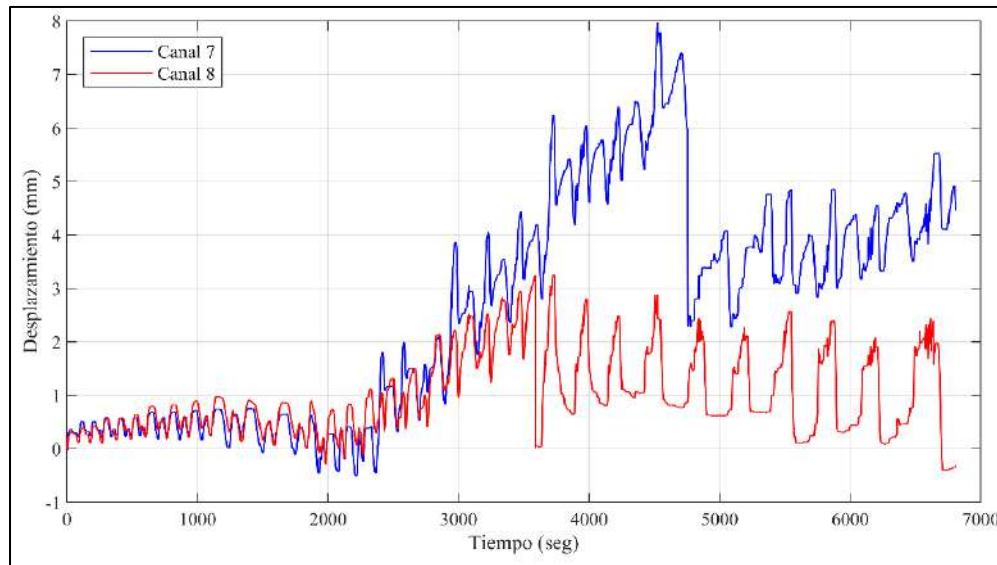


Figura 7 - 10. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW1-S2.5-R.

7.1.9 Deformación unitaria del refuerzo

En el muro rehabilitado RW1-S2.5-R los strain-gages colocados en el refuerzo longitudinal adicional de borde midieron deformaciones unitarias pocos significativas. Estas mediciones se deben a que la técnica de rehabilitación incluía el corte de todas las barras del refuerzo longitudinal adicional de borde en el interfaz muro-base.

7.1.10 Relación momento curvatura

La Figura 7 - 11 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 6 - 21). La figura también muestra comportamiento no lineal significativo en el nivel 1. Esto se debe al levantamiento del muro en el interfaz muro-base. En este nivel se observa que la curvatura para ciclos finales crece solo en la dirección positiva. Esto se debe al desprendimiento del hormigón en la base del muro que afectó la medición en uno de los transductores. Para los niveles superiores (2, 3 y 4) se observa un comportamiento esencialmente lineal. Lo que implica que el muro se deformó como un cuerpo rígido y solo rotó en la base.

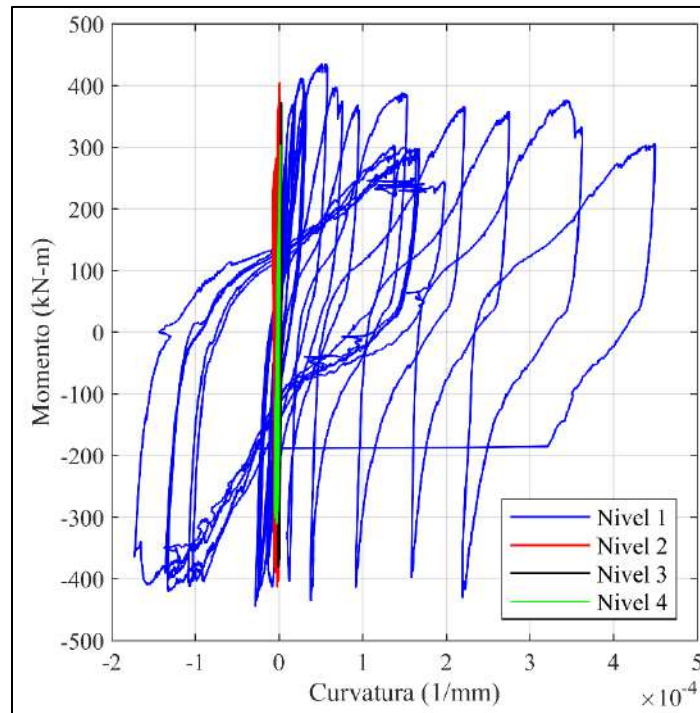


Figura 7 - 11. Relación momento-curvatura, ensayo RW1-S2.5-R.

7.2 Ensayo RW2-S2.5-R

7.2.1 Daño observado

La Figura 7 - 12 muestra el principal daño en el muro RW2-S2.5-R, que fue rehabilitado con adición de elementos de borde. En este muro las primeras grietas que se observaron fueron nuevas grietas por flexión en los elementos de borde del muro a una altura de aproximadamente 300 mm durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.35 % (Figura 7 - 12b). Adicionalmente, durante estos ciclos también comenzó a aumentar el ancho de las grietas existentes en el alma. Durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.75%, aparecieron nuevas grietas de flexión y diagonales en el alma (Figura 7 - 12a). Para ciclos con deriva objetivo de 1.0%, algunas de estas nuevas grietas diagonales se extendieron por encima de la parte superior de los elementos de borde, en la zona sin refuerzo longitudinal adicional de borde. Además, grietas diagonales adicionales se extendieron por encima de los elementos de borde del muro. Durante los ciclos con deriva objetivo de 2.0%, se observó pérdida de recubrimiento de hormigón en la parte superior de los elementos de borde del muro, a una altura entre 800 y 1050 mm. Para los ciclos posteriores, el daño se concentró en dichos lugares (Figura 7 - 12a). Durante el primer ciclo con una deriva objetivo de 2.5%, se

observó aplastamiento y pandeo del refuerzo longitudinal de borde original (Figura 7 - 12c). El modo de falla identificado fue Flexión/Compresión [34] en la parte superior de los elementos de borde del muro. Paterson et al. [15] observaron un modo de falla similar en un muro ensayado. En este muro el principal daño incluyó concentración de grietas y aplastamiento del hormigón en la región por encima de la zona rehabilitada. Debido a problemas de seguridad, el ensayo se detuvo en el segundo ciclo con una deriva objetivo de 2.5 %, cuando la caída de la fuerza lateral era de aproximadamente 10 %.

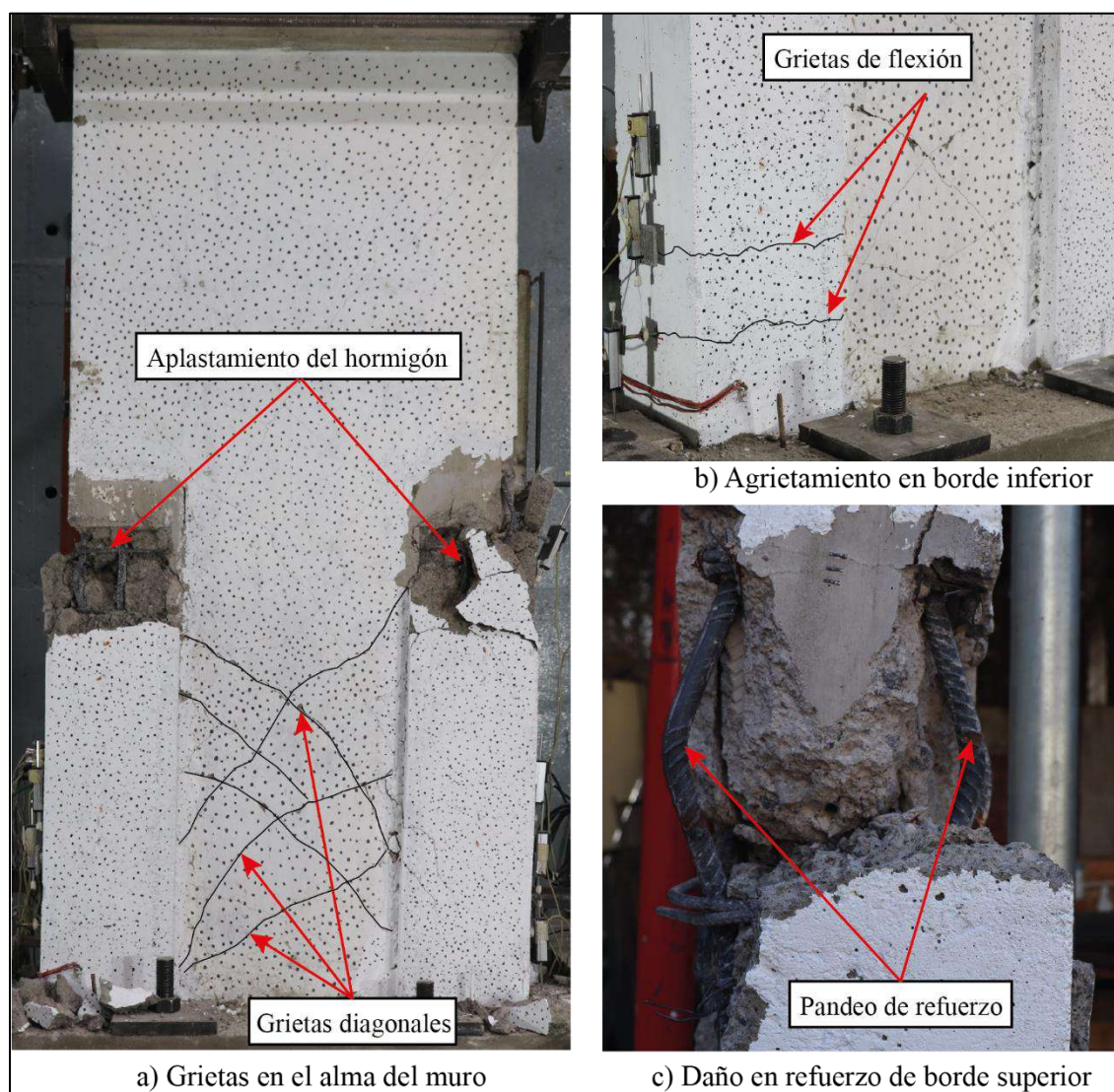


Figura 7 - 12. Daño en el muro RW2-S2.5-R.

7.2.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 7 - 13 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW2-S2.5-R. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +46.72 mm en sentido positivo, y hasta -44.10 mm en sentido negativo. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +53.62 mm en sentido positivo, y hasta -53.72 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

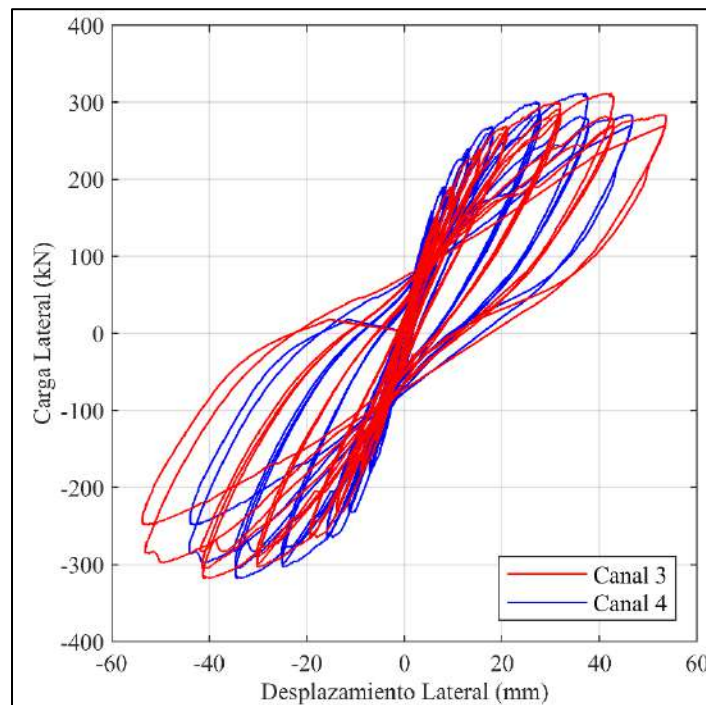


Figura 7 - 13. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.3 Carga axial

La Figura 7 - 14 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 302.5 kN, la misma que la del muro original. La figura también muestra

que la carga axial tuvo picos importantes antes de la finalización del ensayo. La mayor caída se produjo en $t = 4378$ seg. con un valor de 228.0 kN y el mayor incremento se produjo en $t = 4574$ seg. con un valor de 363.2 kN. Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 304.7 kN.

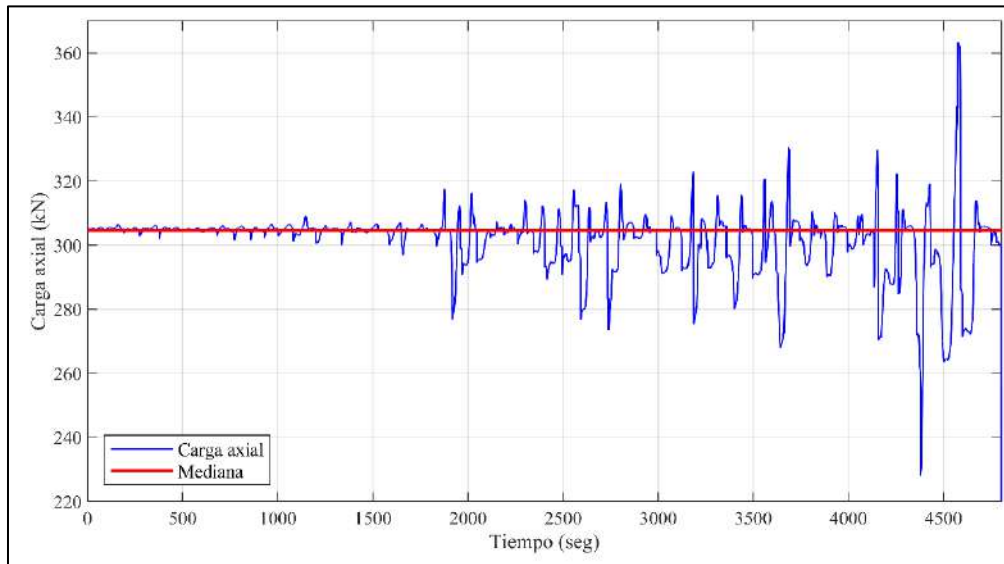


Figura 7 - 14. Carga axial versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 7 - 15 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base fue relativamente bajo (menor a +1.0 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -1.10 mm en $t = 3592$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 4.05% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (-27.13 mm).

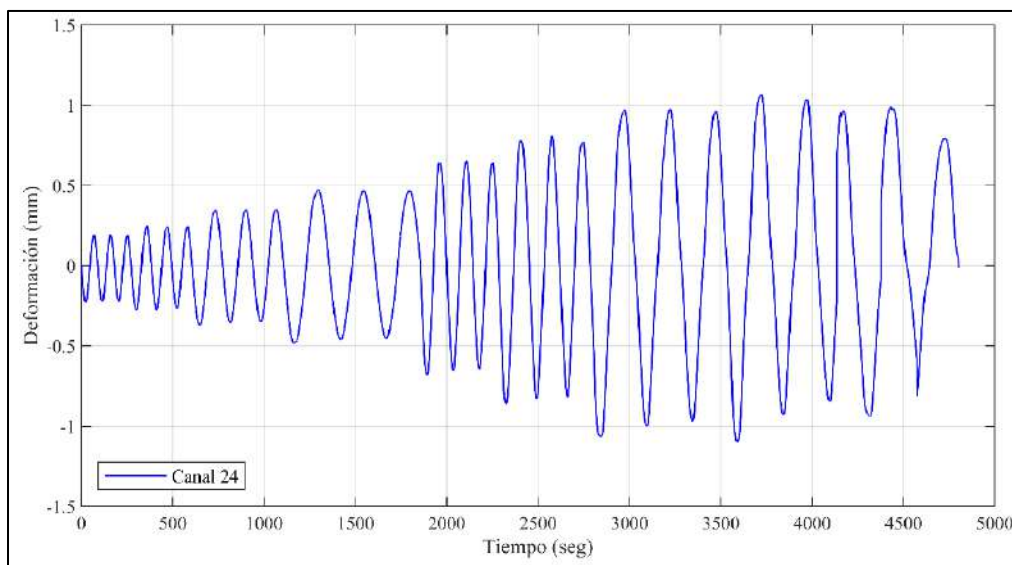


Figura 7 - 15. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.

La Figura 7 - 16 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de $+0.0088^\circ$ en $t = 4441$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de $+0.35$ mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

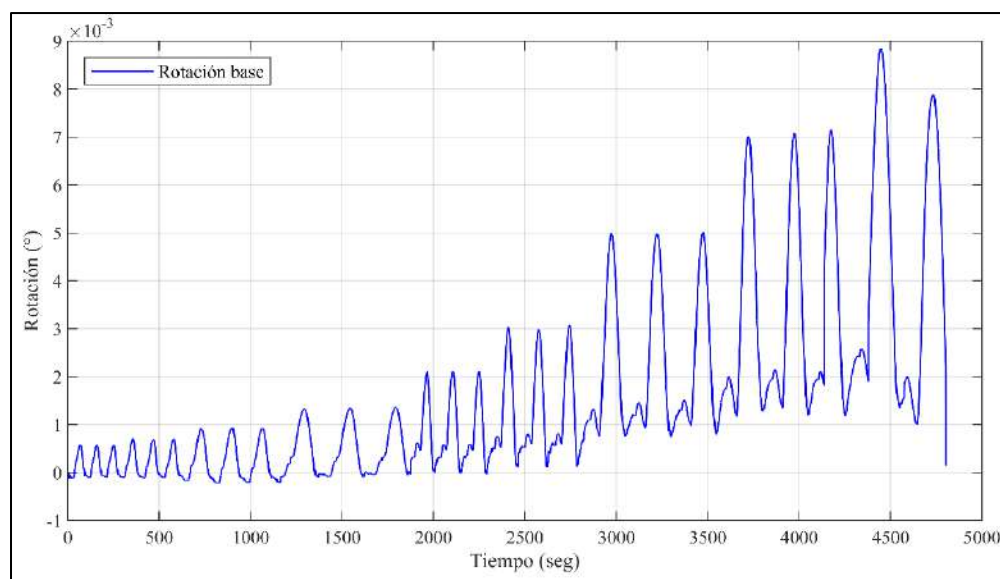


Figura 7 - 16. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.5 Deformación de corte

La Figura 7 - 17 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de -10.63 mm en $t = 3722$ seg.

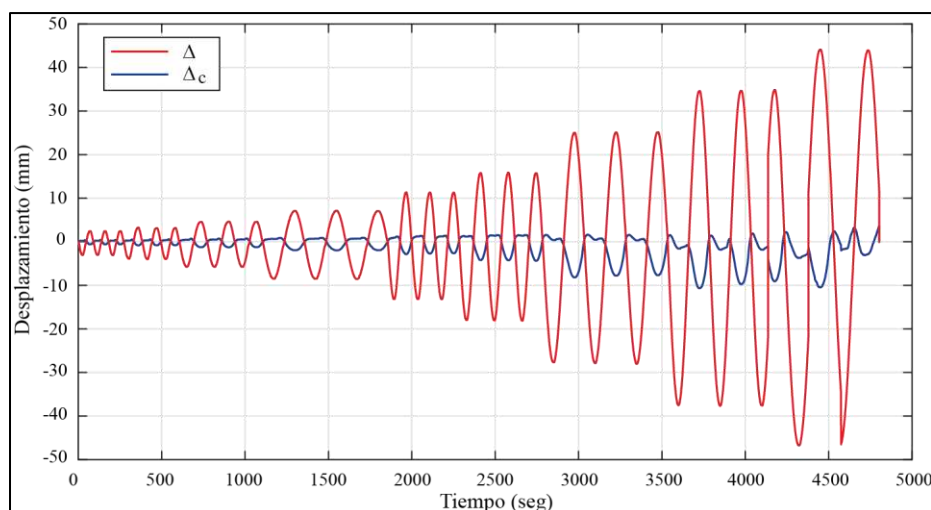


Figura 7 - 17. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.

La Figura 7 - 18 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue menor a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los desplazamientos laterales de la base (Figura 7 - 15). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió en deformación de flexión, corte y desplazamiento lateral de la base ($\Delta = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_d$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) varió para las derivas objetivos llegando a un máximo de 0.23 para una deriva objetivo del 2.0%. Esta proporción de desplazamiento de corte es mayor al valor de 0.18 obtenida en RW1-S2.5-R.

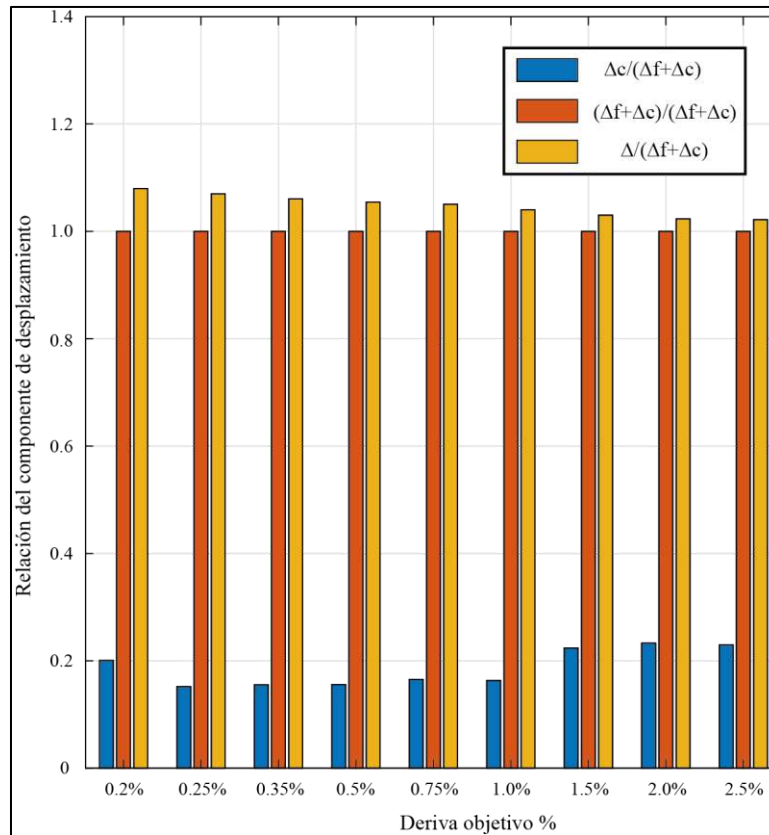


Figura 7 - 18. Proporción de componenetes de desplazamiento, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.6 Rotación de viga cabezal

La Figura 7 - 19 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 4316$ seg. y corresponde a -0.032° .

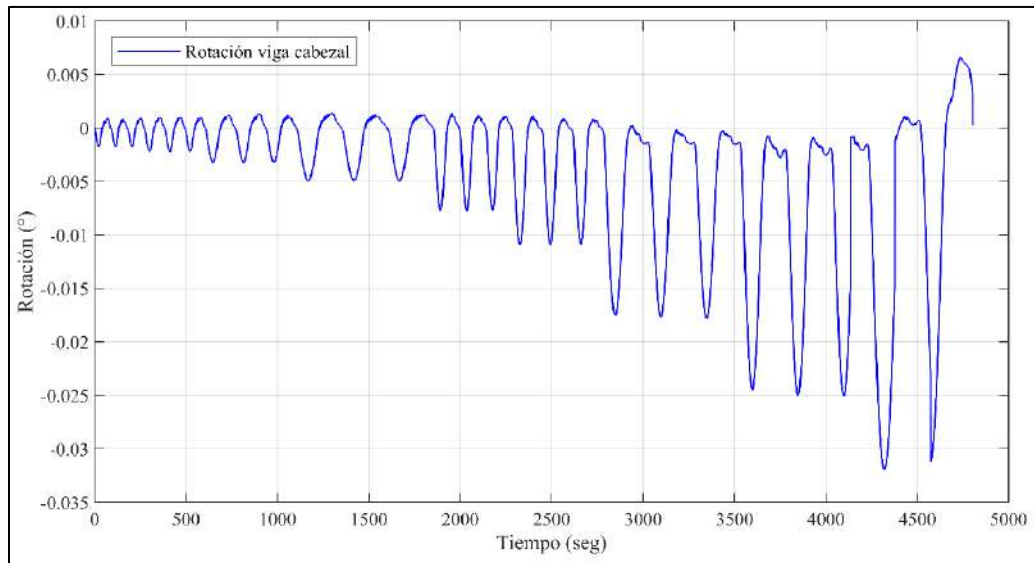


Figura 7 - 19. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.7 Alargamiento del muro

La Figura 7 - 20 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabezal (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra asimetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. Esta asimetría se debe a que en la zona de la falla, el refuerzo longitudinal de borde llegó a deformaciones mayores para desplazamientos laterales negativos que para positivos. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de 0.75 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.04%. Este alargamiento residual es significativamente menor al obtenido en RW1-S2.5-R (1.31%), porque en el muro RW2-S2.5-R el alargamiento residual se debe a la fluencia de la armadura, mientras que en el muro RW1-S2.5-R el alargamiento residual se debe al deslizamiento de la armadura a través del empalme.

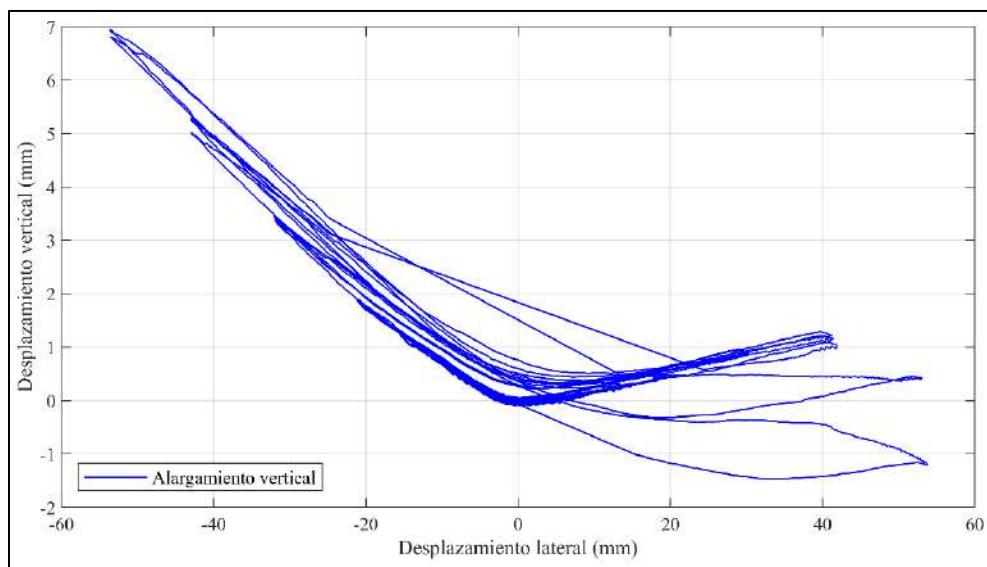


Figura 7 - 20. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 7 - 21 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 6 - 21) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 7 en $t = 4326$ seg. y corresponde a $+5.45$ mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de $+0.24\%$. Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión mínima en el muro correspondiente a 0.32° en $t = 4324$ seg,

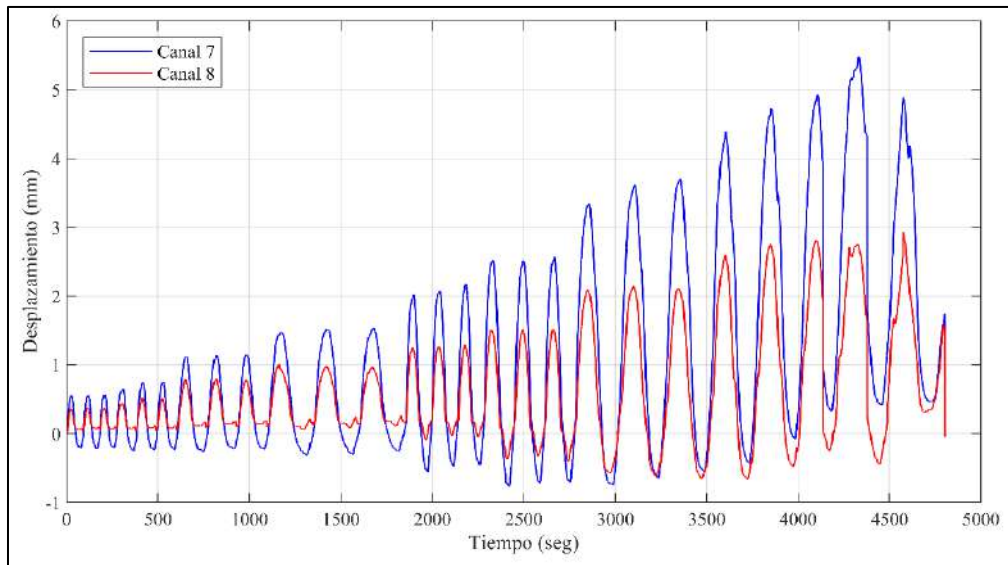


Figura 7 - 21. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW2-S2.5-R.

7.2.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 7 - 22 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional de borde, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 6 - 22). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 2000 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.14 ‰ al inicio de la medición, para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal adicional de borde (2.6 ‰ Tabla 6 - 4) se midió en sg1 en $t = 1888$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +15.85 mm. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal adicional de borde fue de 2.9 ‰ (compresión) y se midió en sg4 en $t = 1908$ seg.

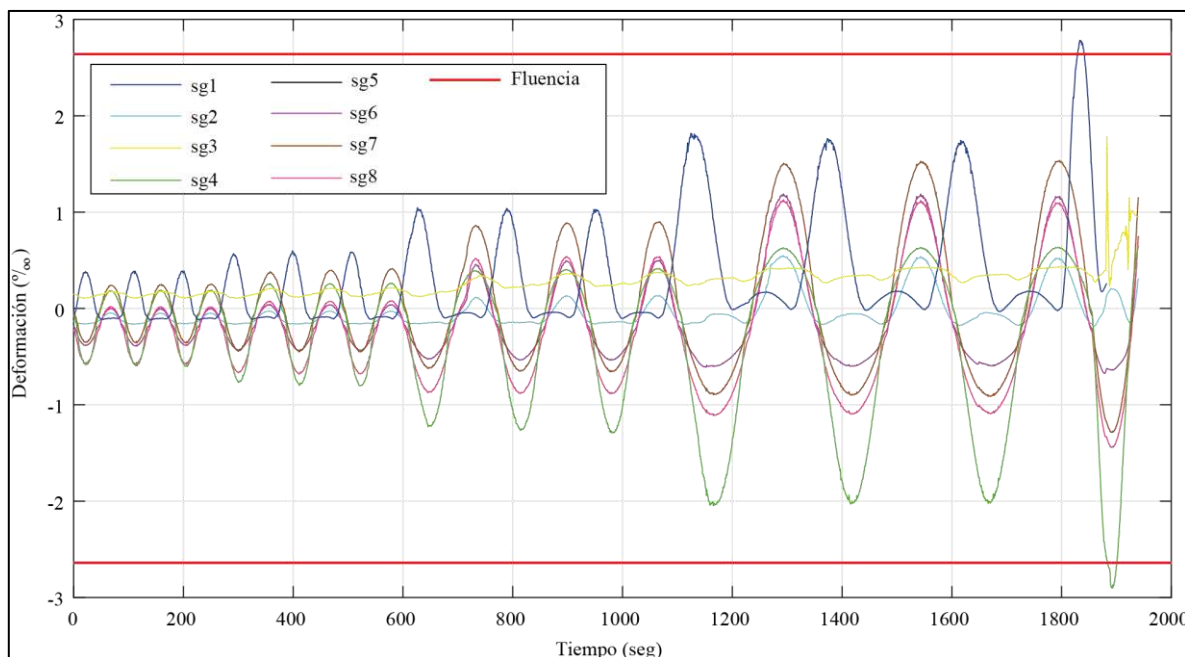


Figura 7 - 22. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW2-S2.5-R.

7.2.10 Relación momento curvatura

La Figura 7 - 23 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 6 - 21). La figura también muestra un mayor comportamiento no lineal en los niveles 1 y 4. Esto se debe a que después del daño inicial en la base del muro, el daño se concentró en la parte superior de los elementos de borde. Para los niveles intermedios (2 y 3) se observa un comportamiento esencialmente lineal. Finalmente, el comportamiento histerético en los niveles de medición 1 y 4 del muro RW2-S2.5-R fueron menores al nivel 1 del muro RW1-S2.5-R.

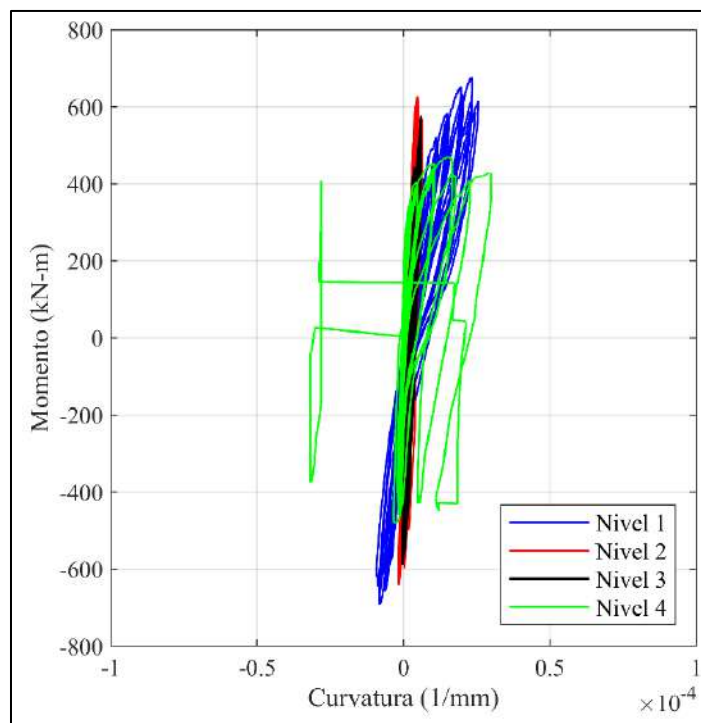


Figura 7 - 23. Relación momento-curvatura, ensayo RW2-S2.5-R.

7.3 Ensayo RW3-S2.5-R

7.3.1 Daño observado

La Figura 7 - 24 muestra el principal daño en el muro RW3-S2.5-R, que fue rehabilitado con aumento de espesor del muro. En este muro las primeras grietas que se observaron fueron grietas por flexión en las regiones del borde inferior del muro (Figura 7 - 24b, c). Estas grietas se observaron a unos 300 mm por encima de la interfase muro-base durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.25 %. Durante los ciclos con deriva objetivo de 0.50%, la longitud de las grietas por flexión aumentó y las grietas se inclinaron hacia el centro del muro. Aparecieron nuevas grietas de flexión a lo largo de la altura del muro durante los ciclos con una relación de desplazamiento objetivo de 0.75 %, y se observó una grieta horizontal en la interfaz muro-base durante los ciclos con una deriva objetivo de 1.0 %. Para los ciclos subsiguientes, se observó un comportamiento oscilante del muro con el largo y el ancho de la grieta horizontal en la interfaz muro-base aumentando gradualmente. La Figura 7 - 24a muestra el levantamiento debido al comportamiento de balanceo. El ensayo se detuvo en el tercer ciclo con una deriva objetivo de 2.5 %, cuando la resistencia lateral había caído a

aproximadamente el 19 % y el 36 % de las resistencias máximas durante la carga positiva y negativa, respectivamente. El modo de balanceo del muro RW3-S2.5-R se debe al deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de borde ($\phi 10$) anclado con epoxi, así como al alargamiento y posible fractura del refuerzo con empalmes mecánicos ($\phi 12$).

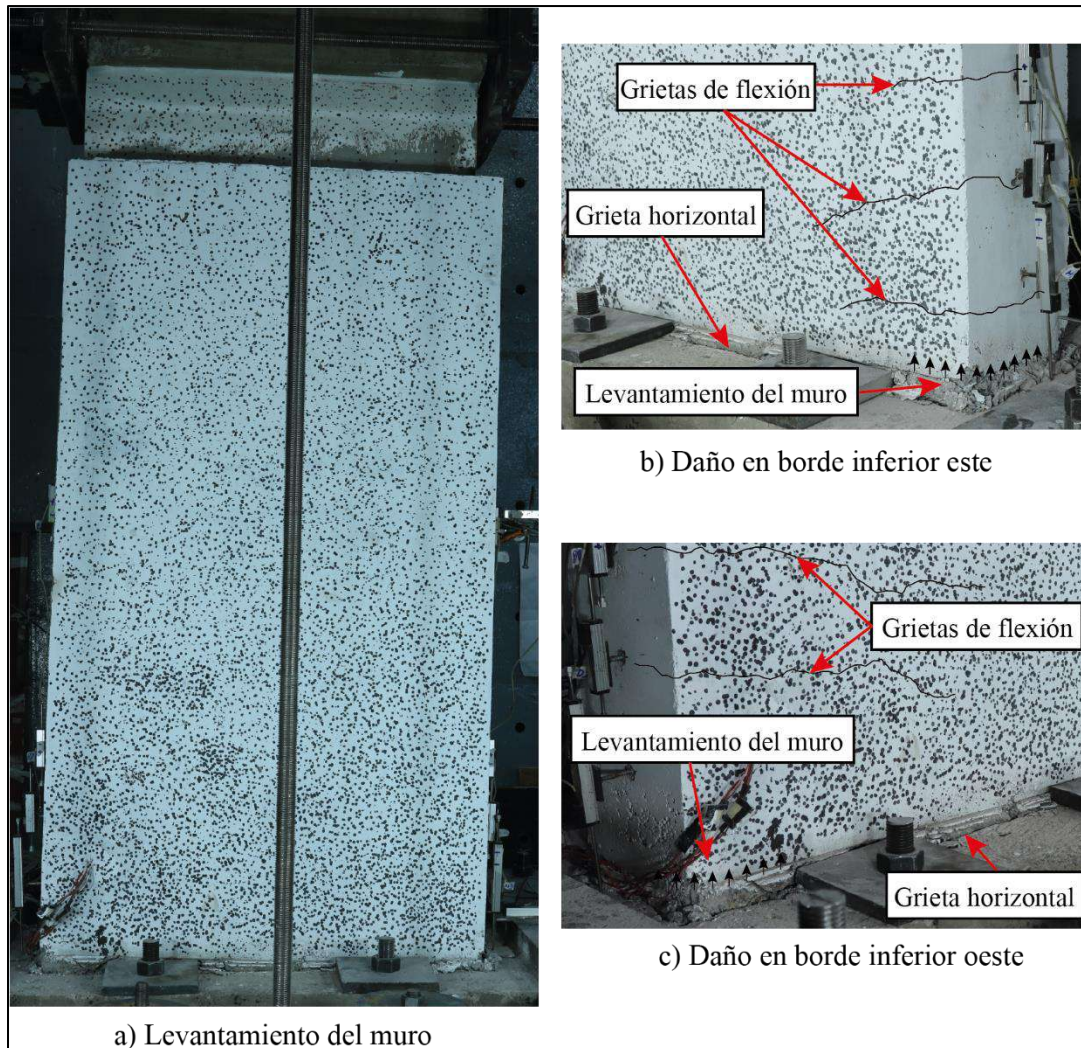


Figura 7 - 24. Daño en el muro RW3-S2.5-R.

7.3.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 7 - 25 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW3-S2.5-R. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +48.05 mm en sentido positivo, y hasta -48.08 mm en sentido negativo. El

transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +54.94 mm en sentido positivo, y hasta -53.50 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

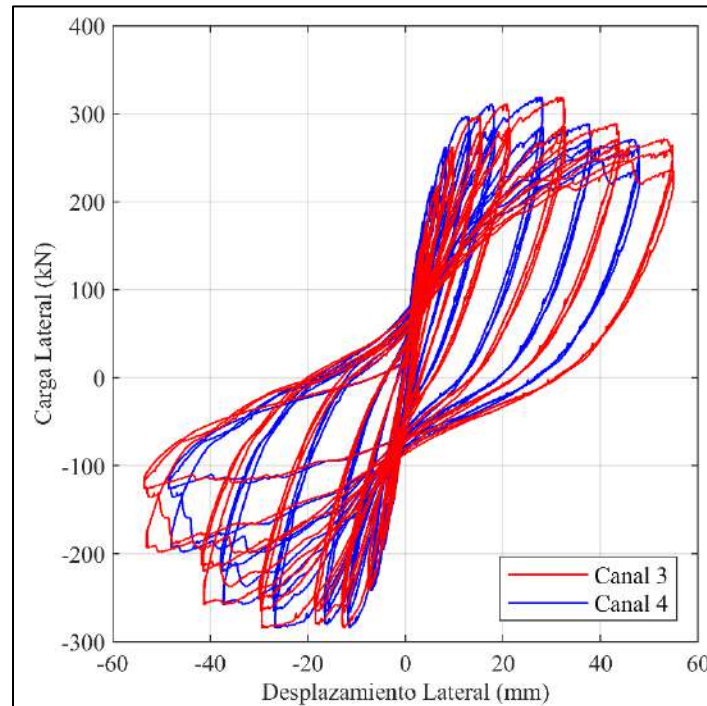


Figura 7 - 25. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.3 Carga axial

La Figura 7 - 26 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 449.0 kN, la misma que la del muro original. La figura también muestra que la carga axial tuvo picos importantes antes de la finalización del ensayo. La mayor caída se produjo en $t = 3014$ seg. con un valor de 294.2 kN y el mayor incremento se produjo en $t = 2320$ seg. con un valor de 488.8 kN. Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 451.1 kN.

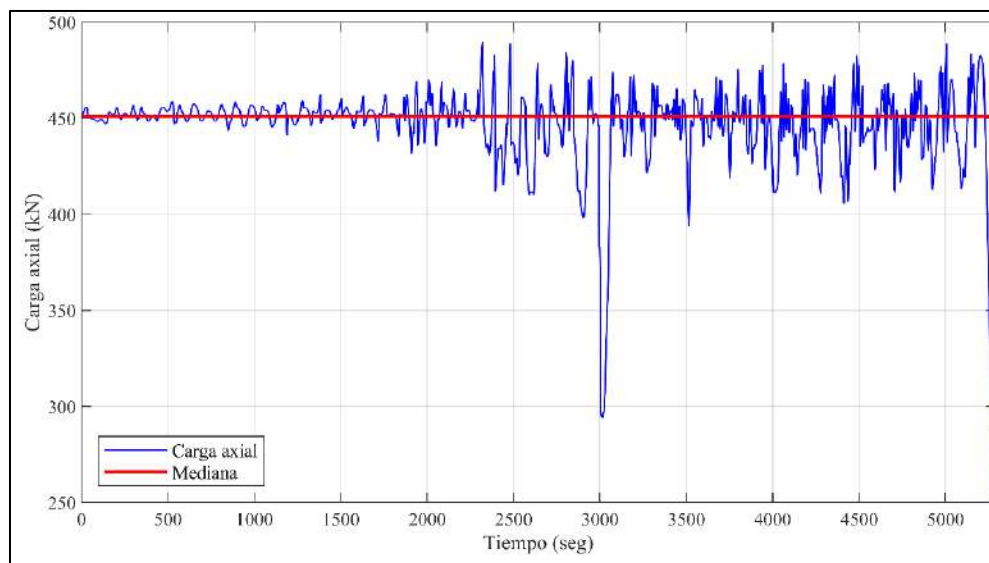


Figura 7 - 26. Carga axial versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 7 - 27 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.3 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -0.37 mm en $t = 3472$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 1.24% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (-29.76 mm).

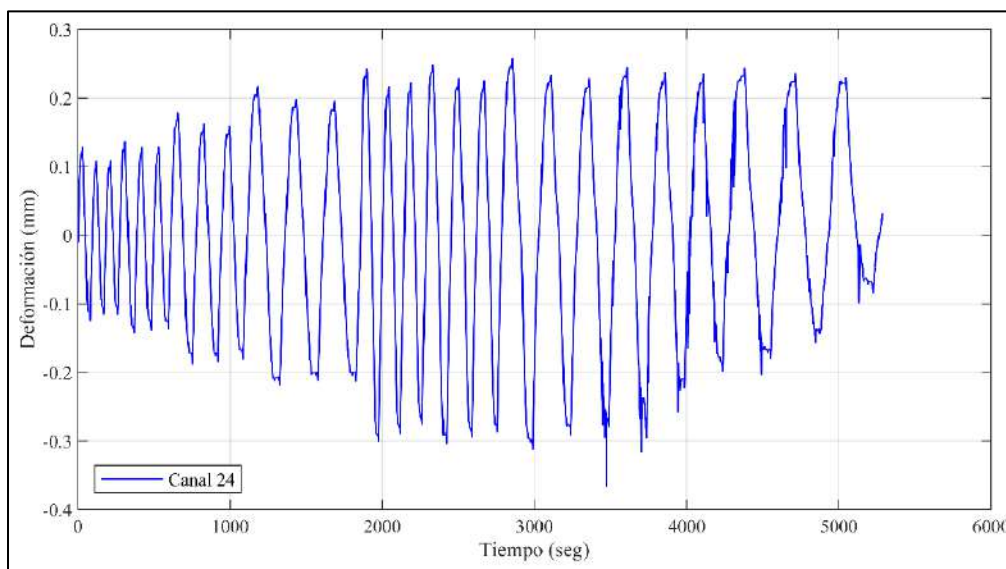


Figura 7 - 27. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

La Figura 7 - 28 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de -0.00038° en $t = 2854$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de -0.015 mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

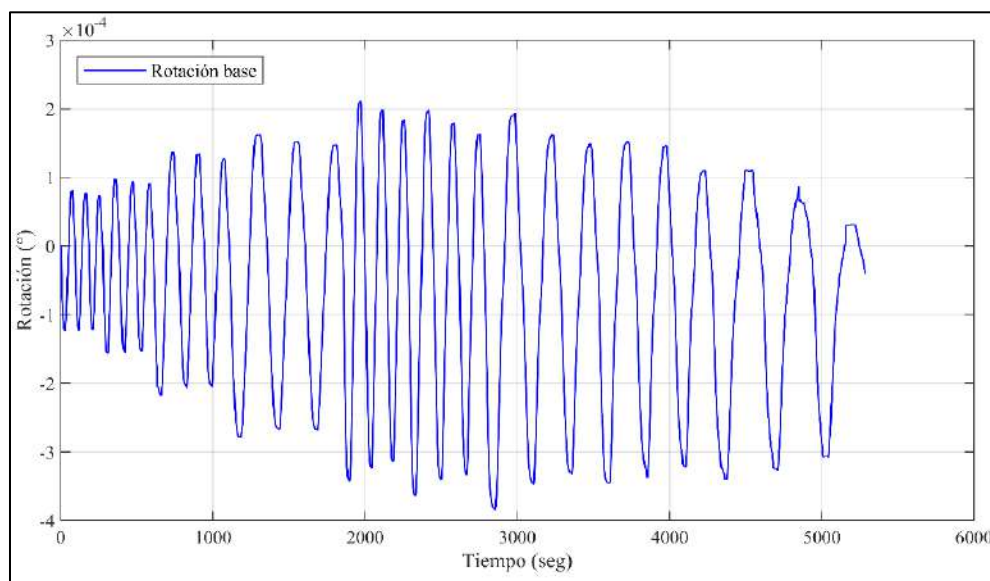


Figura 7 - 28. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.5 Deformación de corte

La Figura 7 - 29 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de -3.45 mm en $t = 5204$ seg.

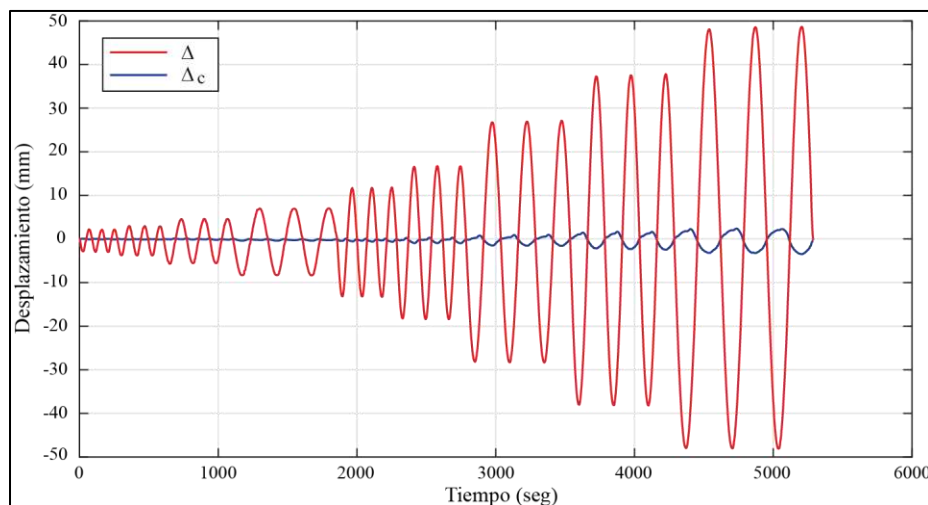


Figura 7 - 29. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

La Figura 7 - 30 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue muy cercano a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los bajos desplazamientos laterales de la base (Figura 7 - 27). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió principalmente en deformación de flexión y corte ($\Delta \approx \Delta_f + \Delta_c$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) varió para las derivas objetivos llegando a un máximo de 0.07 para una deriva objetivo del 2.5%.

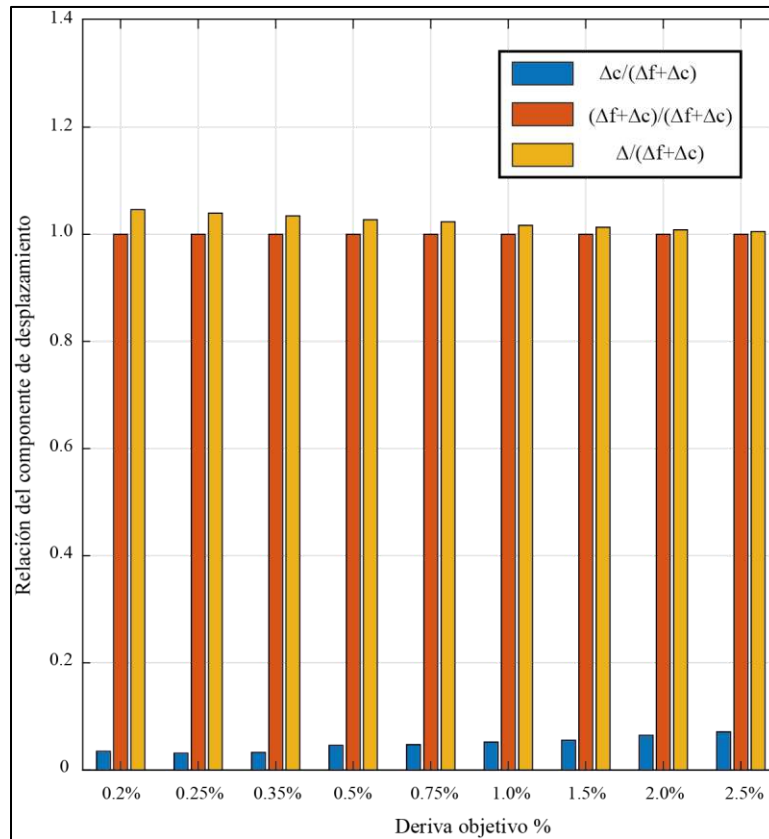


Figura 7 - 30. Proporción de componenets de desplazamiento, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.6 Rotación de viga cabezal

La Figura 7 - 31 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 4872$ seg. y corresponde a 0.025° .

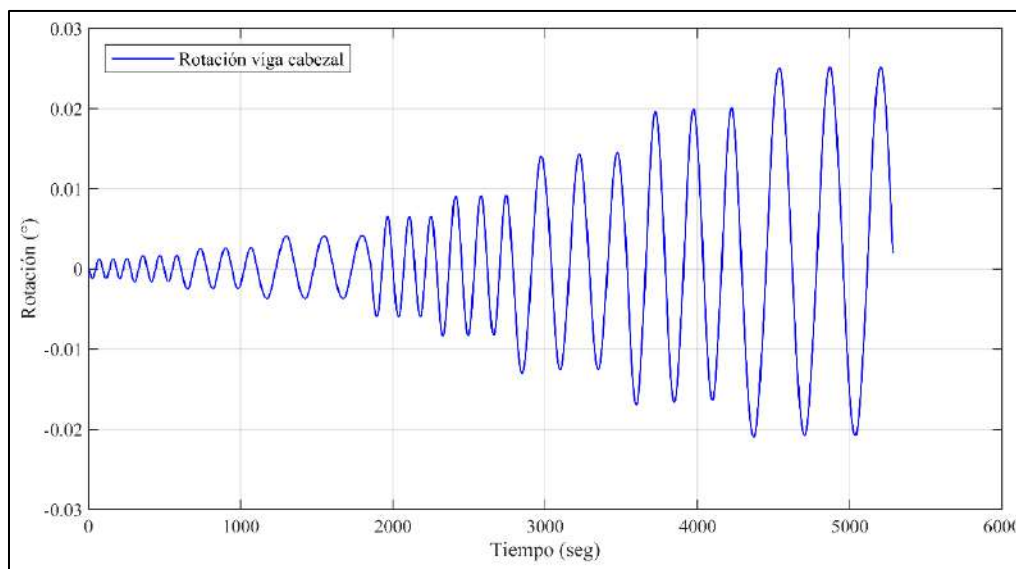


Figura 7 - 31. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.7 Alargamiento del muro

La Figura 7 - 32 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabezal (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra asimetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. Esta asimetría se debe a que el levantamiento del muro fue mayor para desplazamientos laterales positivos que para negativos. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de 4.78 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.24%.

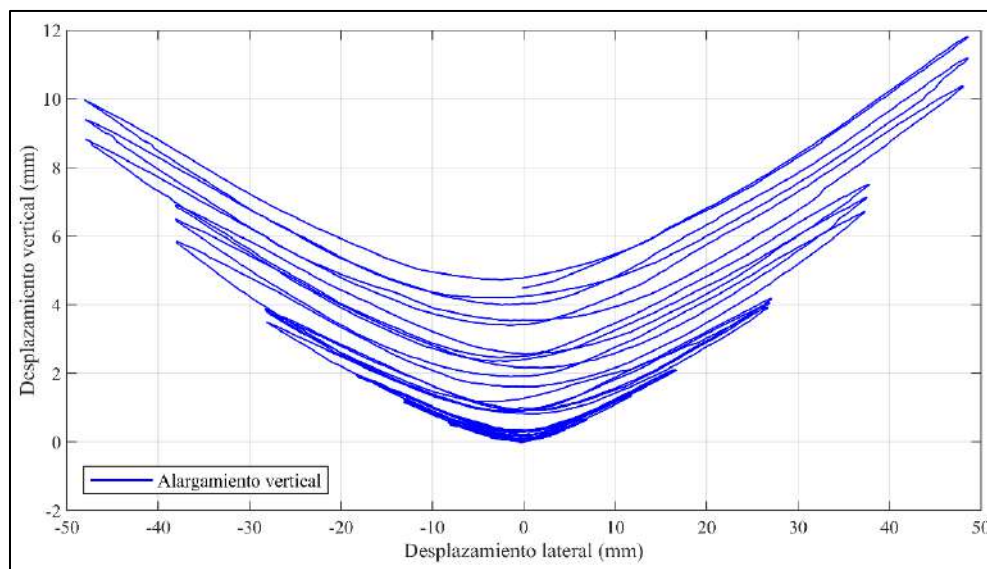


Figura 7 - 32. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 7 - 33 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 6 - 21) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 8 en $t = 4326$ seg. y corresponde a $+0.41$ mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de $+0.02\%$. Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión mínima en el muro correspondiente a 0.02° en $t = 1962$ seg,

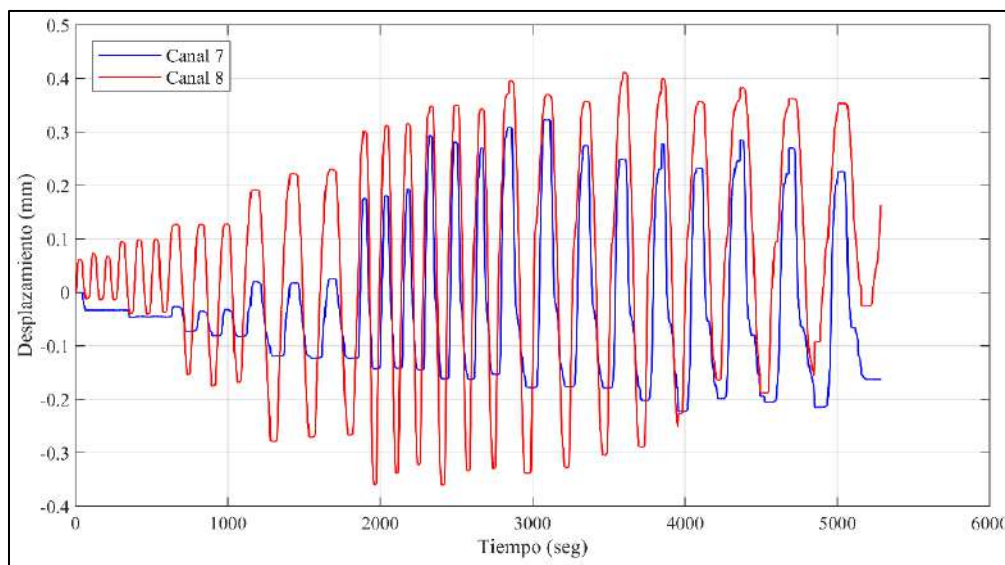


Figura 7 - 33. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

7.3.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 7 - 34 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional de borde, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 6 - 22). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 2250 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.06 ‰ al inicio de la medición, para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal adicional de borde (2.6 ‰ Tabla 6 - 4) se midió en sg5 en $t = 1152$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +8.62 mm. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal adicional de borde fue de 9.34 ‰ y se midió en sg5 en $t = 2178$ seg.

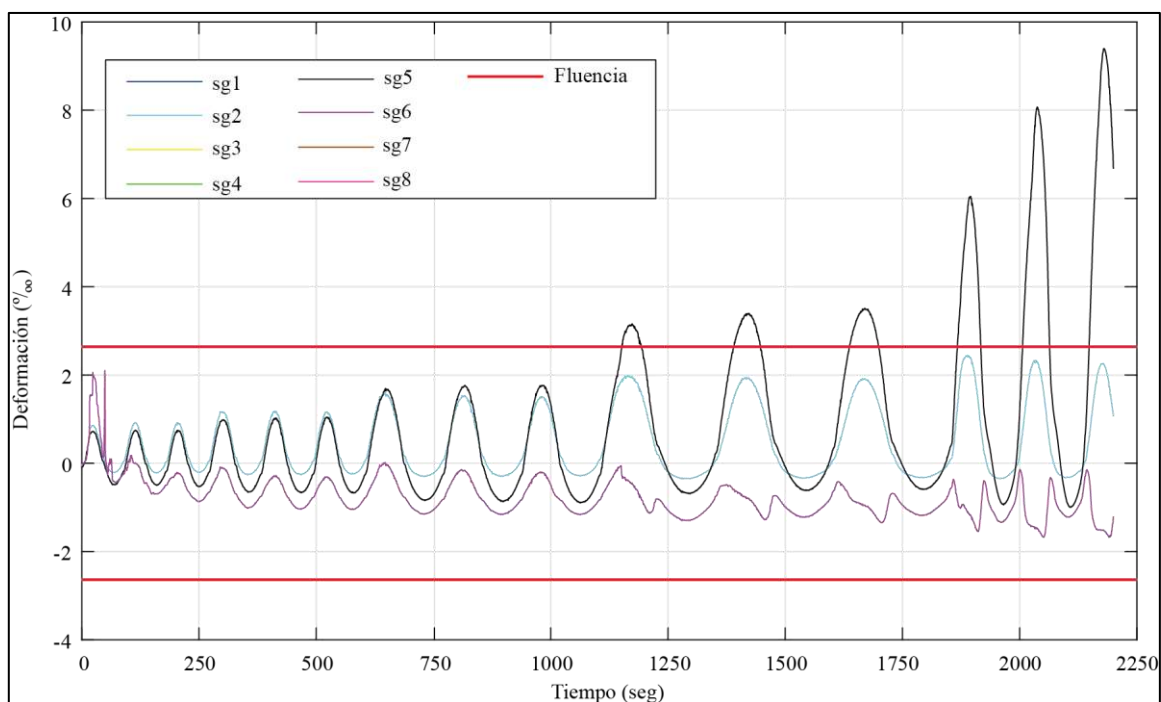


Figura 7 - 34. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW3-S2.5-R.

7.3.10 Relación momento curvatura

La Figura 7 - 35 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 6 - 21). La figura también muestra comportamiento no lineal significativo en el nivel 1. Esto se debe al levantamiento del muro en el interfaz muro-base. Para los niveles superiores (2, 3 y 4) se observa un comportamiento esencialmente lineal. Lo que implica que el muro se deformó como un cuerpo rígido y solo rotó en la base.

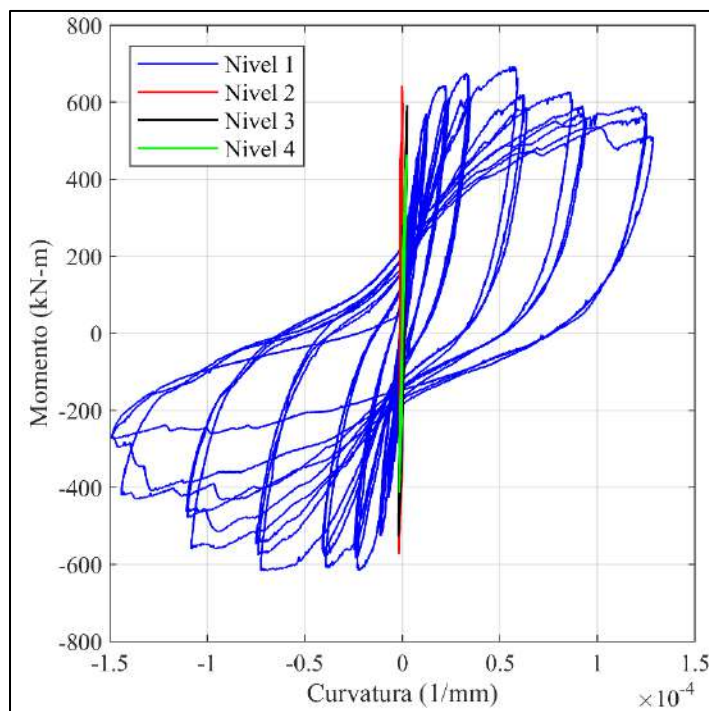


Figura 7 - 35. Relación momento-curvatura, ensayo RW3-S2.5-R.

7.4 Ensayo RW4-S2.5-R

7.4.1 Daño observado

La Figura 7 - 36 muestra el principal daño en el muro RW4-S2.5-R, que fue rehabilitado con adición de elementos de borde. En este muro las primeras grietas que se observaron fueron grietas por flexión en los elementos de borde a una altura de aproximadamente 300 mm (Figura 7 - 36b, c), durante los ciclos con deriva objetivo de 0.35%. El ancho de las grietas existentes en el alma aumentó durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.50 %, y aparecieron nuevas grietas de flexión y diagonales en el alma durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.75 % (Figura 7 - 36a). Para los ciclos con una deriva objetivo de 1.0 %, se observó una grieta horizontal en la interfaz muro-base, y el muro también comenzó a balancearse en la interfaz muro-base. Para los ciclos subsiguientes, el balanceo del muro aumentó la longitud y el ancho de la grieta horizontal en la interfase muro-base, El ensayo se detuvo después del primer ciclo de deriva objetivo de 3,0 %, cuando la fuerza lateral había caído a aproximadamente el 41 % de la fuerza máxima. El modo de balanceo del muro RW4-S2.5-R se debe al deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de borde (ϕ 10) anclado

con epoxi, así como al alargamiento y posible fractura del refuerzo con empalmes mecánicos ($\phi 12$).

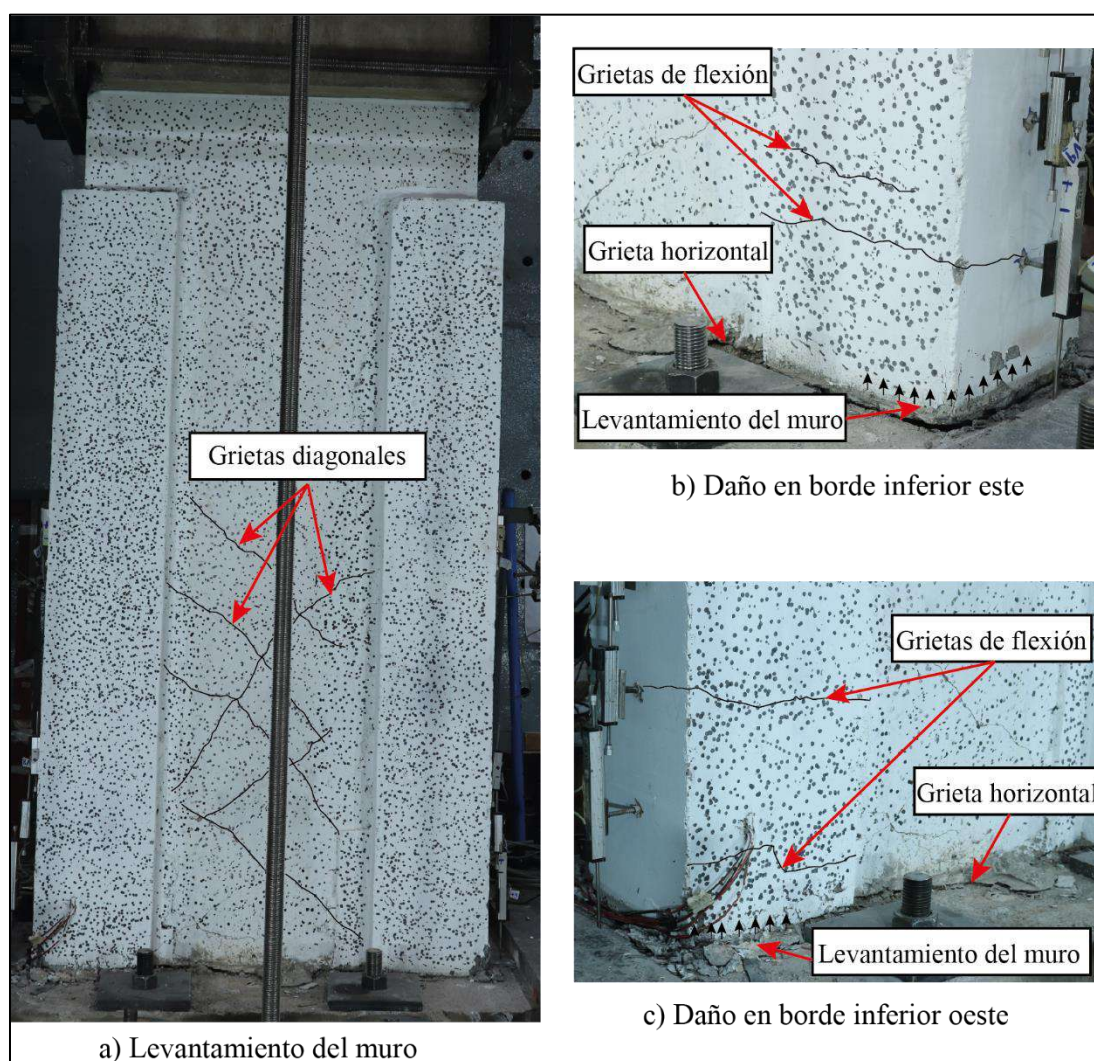


Figura 7 - 36. Daño en el muro RW4-S2.5-R.

7.4.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 7 - 37 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW4-S2.5-R. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +58.80 mm en sentido positivo, y hasta -58.85 mm en sentido negativo. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +64.92 mm en sentido positivo, y hasta -66.09 mm en sentido negativo. La diferencia

entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

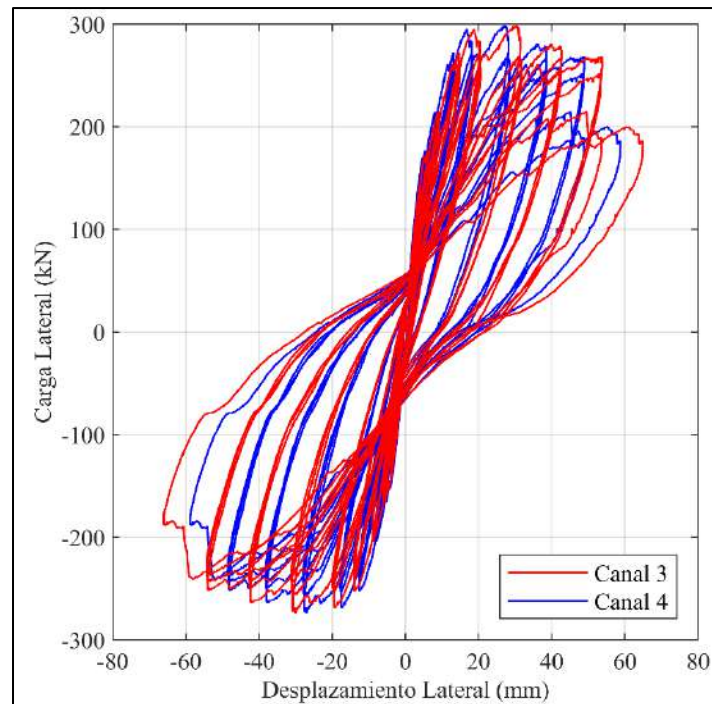


Figura 7 - 37. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW4-S2.5-R.

7.4.3 Carga axial

La Figura 7 - 38 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 451 kN, la misma que la del muro original. La figura también muestra que la carga axial tuvo picos importantes antes de la finalización del ensayo. La mayor caída se produjo en $t = 5471$ seg. con un valor de 364.4 kN y el mayor incremento se produjo en $t = 3809$ seg. con un valor de 507.5 kN. Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 449.8 kN.

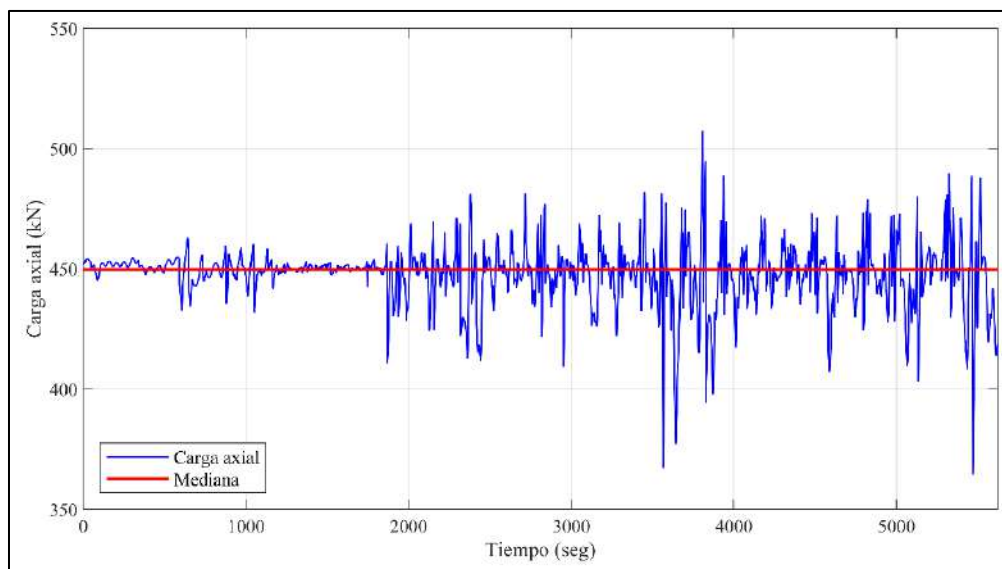


Figura 7 - 38. Carga axial versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.

7.4.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 7 - 39 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.4 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -0.47 mm en $t = 2968$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 1.54% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (-30.57 mm).

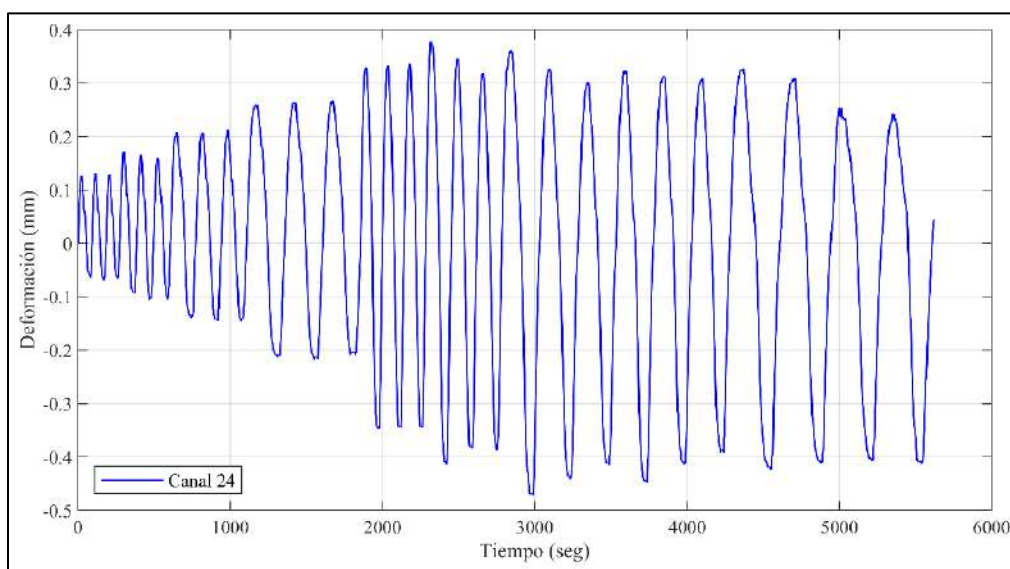


Figura 7 - 39. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.

La Figura 7 - 40 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de $+0.00062^\circ$ en $t = 2965$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de -0.024 mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

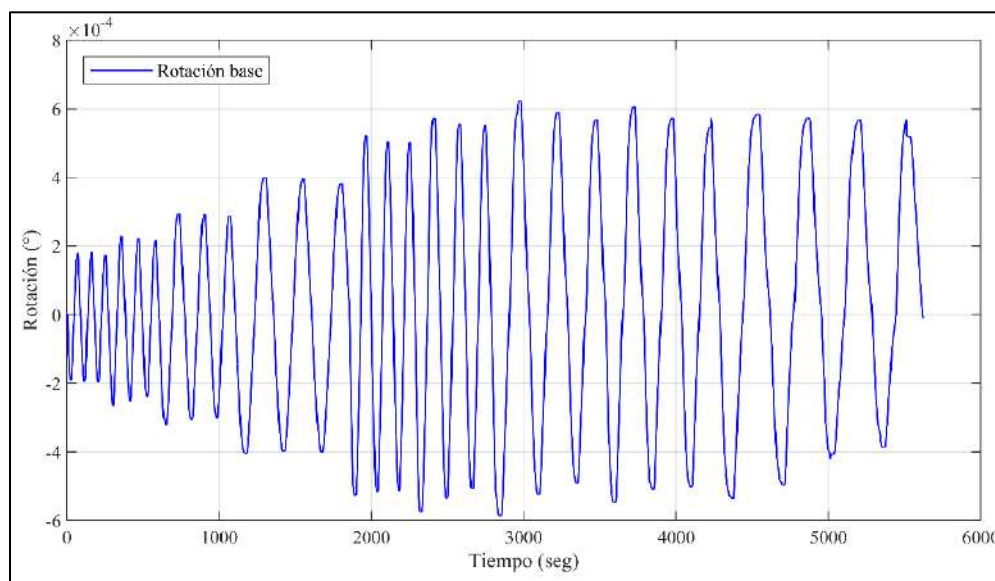


Figura 7 - 40. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.

7.4.5 Deformación de corte

La Figura 7 - 41 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de -3.35 mm en $t = 3975$ seg.

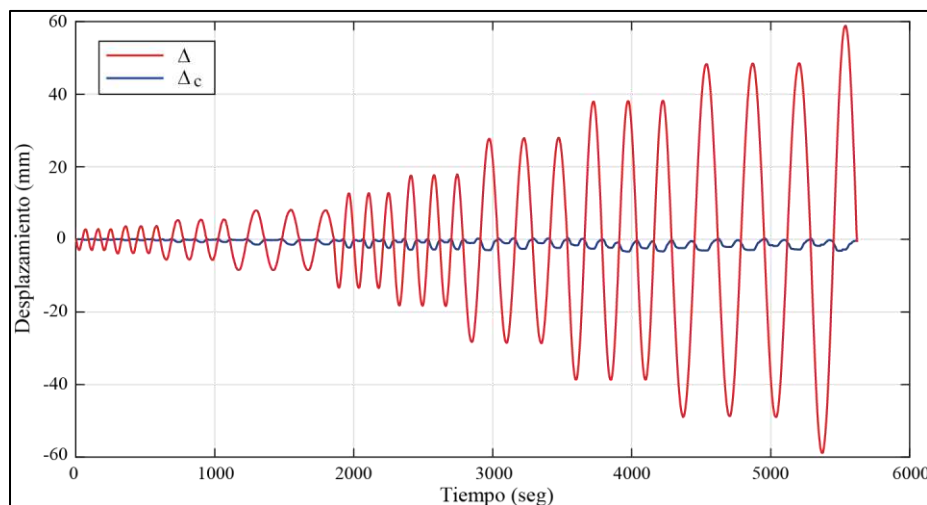


Figura 7 - 41. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.

La Figura 7 - 42 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue menor a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los desplazamientos laterales de la base (Figura 7 - 39). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió en deformación de flexión, corte y desplazamiento lateral de la base ($\Delta = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_d$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) varió para las derivas objetivos llegando a un máximo de 0.18 para una deriva objetivo del 75%. Esta proporción de desplazamiento de corte es mayor al valor de 0.07 obtenida en RW3-S2.5-R.

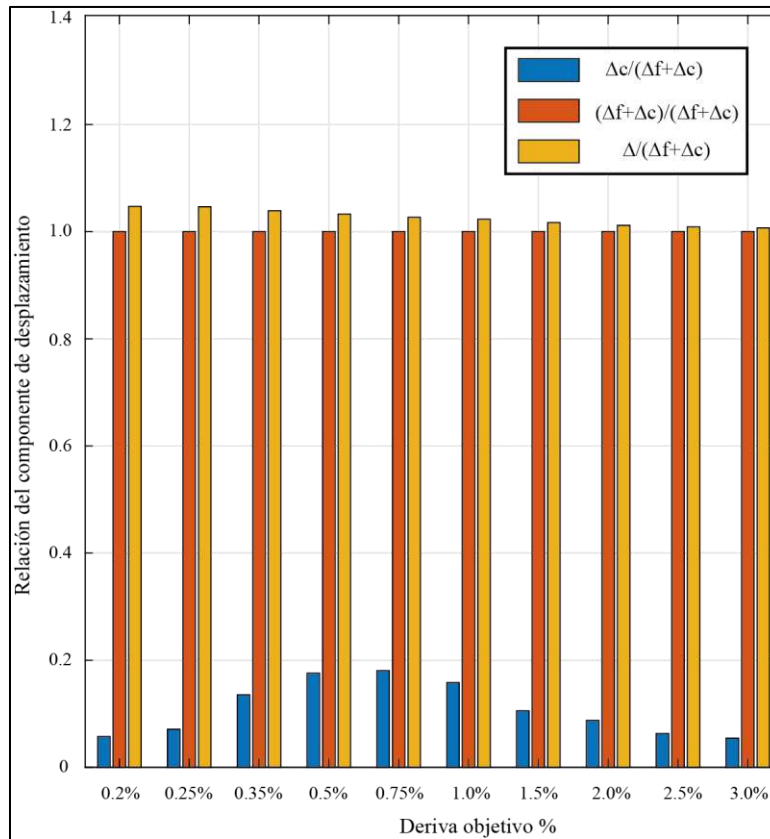


Figura 7 - 42. Proporción de componenetes de desplazamiento, ensayo RW4-S2.5-R.

7.4.6 Rotación de viga cabezal

La Figura 7 - 43 muestra la rotación de la viga cabezal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabezal se produce en $t = 5536$ seg. y corresponde a 0.022° .

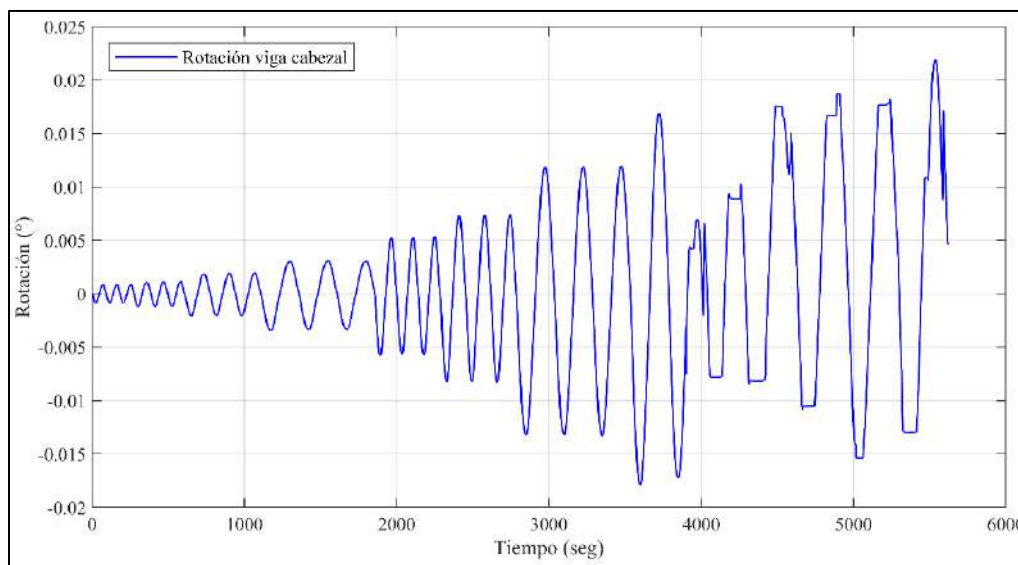


Figura 7 - 43. Rotación de la viga cabeza versus tiempo, ensayo RW4-S2.5-R.

7.4.7 Alargamiento del muro

La Figura 7 - 44 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabeza (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra asimetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. La figura también muestra que el incremento en el alargamiento del muro fue mayor luego de desplazamientos laterales de 40 mm. Este incremento en el alargamiento se debe al levantamiento del muro. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de 12.13 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.61%.

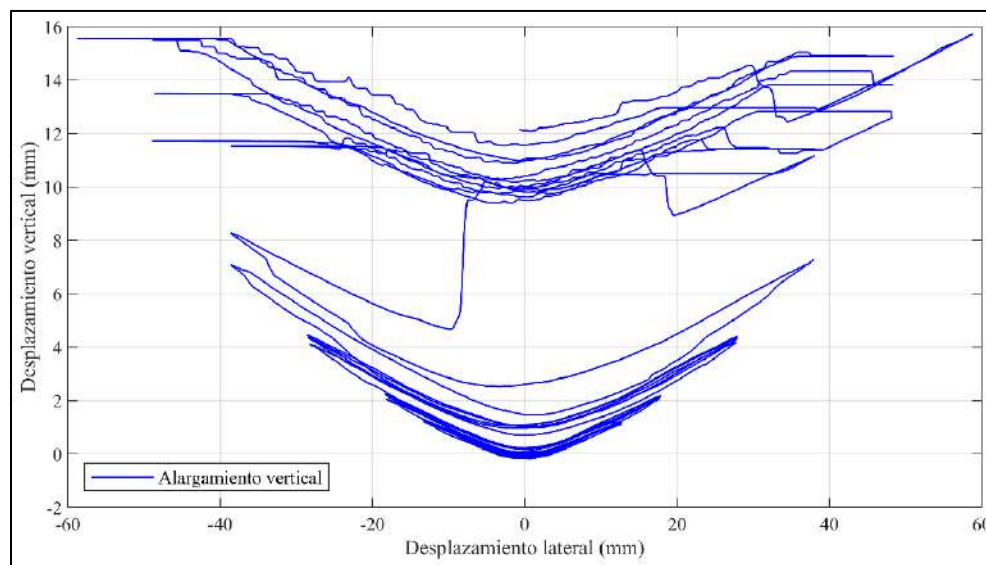


Figura 7 - 44. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW4-S2.5-R.

7.4.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 7 - 45 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 6 - 21) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 7 en $t = 3842$ seg. y corresponde a $+1.75$ mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de $+0.08\%$. Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión mínima en el muro correspondiente a 0.34° en $t = 3842$ seg,

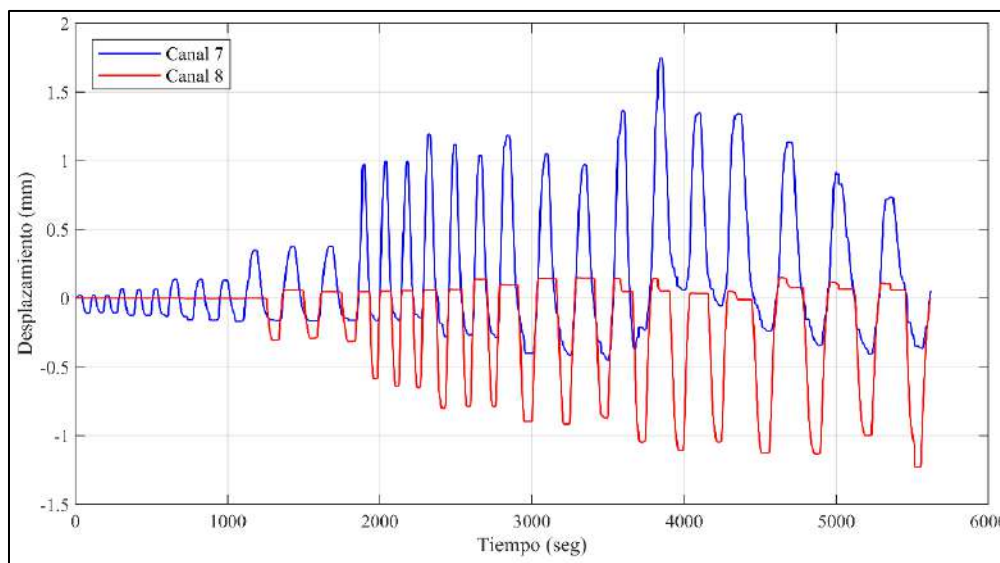


Figura 7 - 45. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW3-S2.5-R.

7.4.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 7 - 46 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional de borde, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 6 - 22). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 2250 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.12 ‰ al inicio de la medición, para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal adicional de borde (2.6 ‰ Tabla 6 - 4) se midió en sg1 en $t = 1877$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +11.06 mm. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal adicional de borde fue de 5.05 ‰ y se midió en sg1 en $t = 2179$ seg.

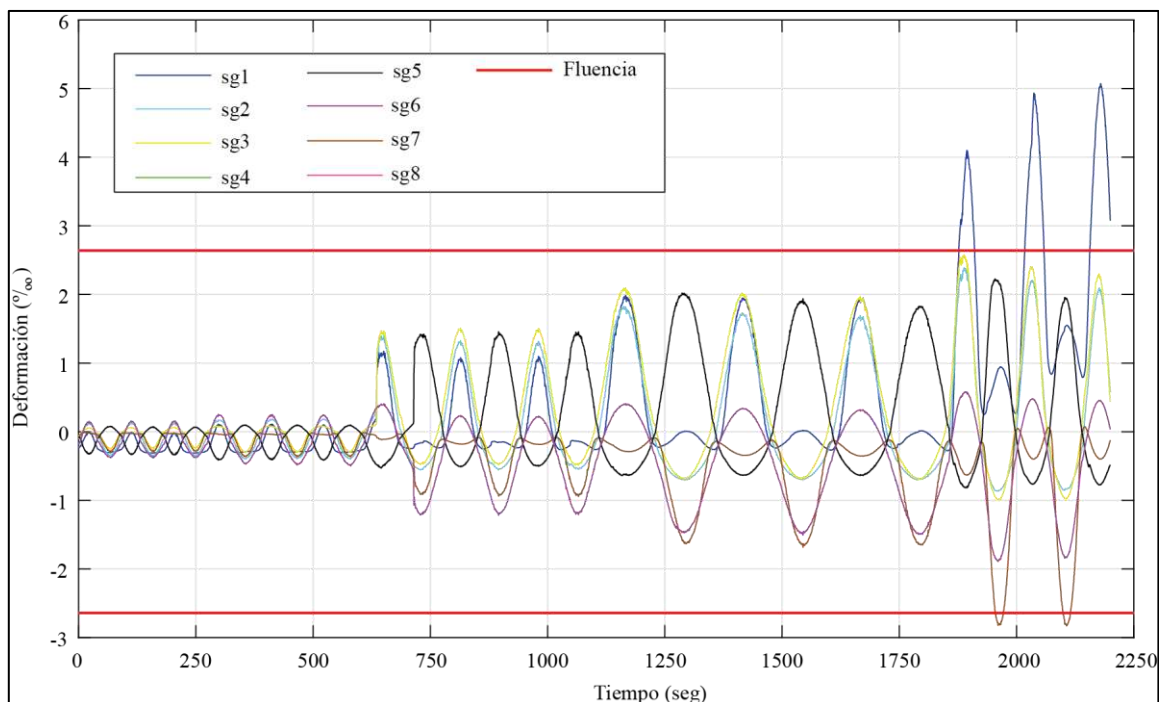


Figura 7 - 46. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW4-S2.5-R.

7.4.10 Relación momento curvatura

La Figura 7 - 47 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 6 - 21). La figura también muestra comportamiento no lineal significativo en el nivel 1. Esto se debe al levantamiento del muro en el interfaz muro-base. Para los niveles superiores (2, 3 y 4) se observa un comportamiento esencialmente lineal. Lo que implica que el muro se deformó como un cuerpo rígido y solo rotó en la base. Finalmente, el comportamiento histerético en el nivel de medición 1 del muro RW4-S2.5-R fue similar al del nivel 1 del muro RW3-S2.5-R.

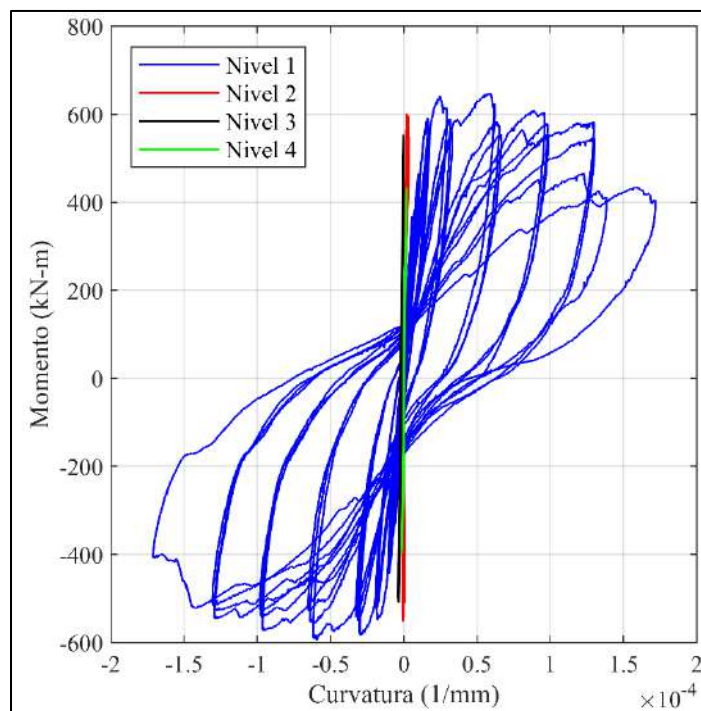


Figura 7 - 47. Relación momento-curvatura, ensayo RW4-S2.5-R.

7.5 Ensayo RW5-S1.75-R

7.5.1 Daño observado

La Figura 7 - 48 muestra el principal daño en el muro RW5-S1.75-R, que fue rehabilitado con aumento de espesor del muro. En este muro las primeras grietas que se observaron fueron grietas por flexión en los bordes inferiores del muro (Figura 7 - 48b, c). Estas grietas se observaron a unos 200 mm por encima de la interfaz muro-base durante el ciclo con una deriva objetivo de 0.25 %. Durante los ciclos con deriva objetivo de 0.50%, la longitud de las grietas de flexión aumentó y estas grietas se inclinaron hacia el centro de los muros. Para los ciclos con una deriva objetivo de 1.0 %, se observó una grieta horizontal en la interfaz muro-base, y el muro también comenzó a balancear en la interfase muro-base con el largo y el ancho de la grieta horizontal aumentando durante cada ciclo. La Figura 7 - 48a muestra el levantamiento del muro debido al comportamiento de balanceo. El ensayo se detuvo en el segundo ciclo de deriva objetivo de 4.0 %, cuando la fuerza lateral cayó a aproximadamente el 57 % de la fuerza máxima. El modo de falla por balanceo del muro RW5-S1.75-R se debe a los mismos factores que los de los muros RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R.

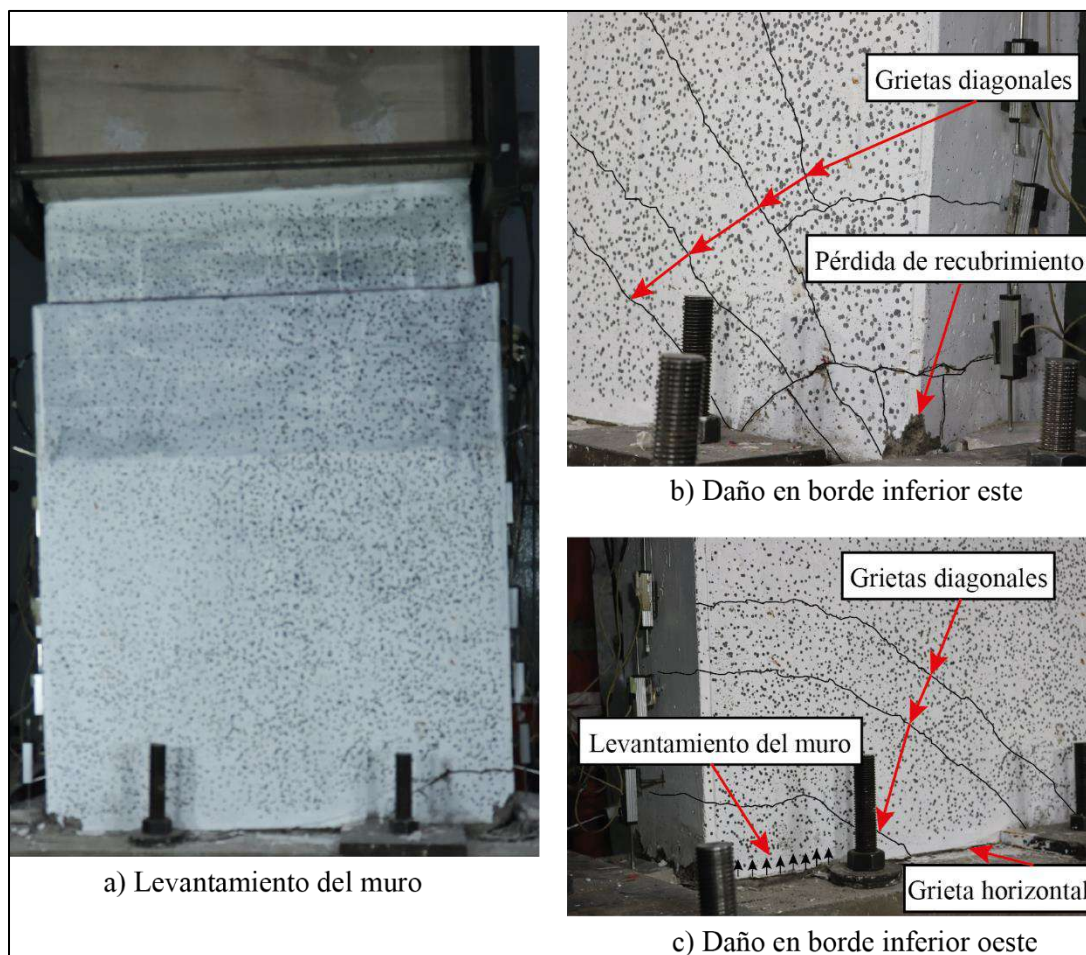


Figura 7 - 48. Daño en el muro RW5-S1.75-R.

7.5.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 7 - 49 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW5-S1.75-R. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +54.05 mm en sentido positivo, y hasta -45.92 mm en sentido negativo. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +59.94 mm en sentido positivo, y hasta -59.72 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

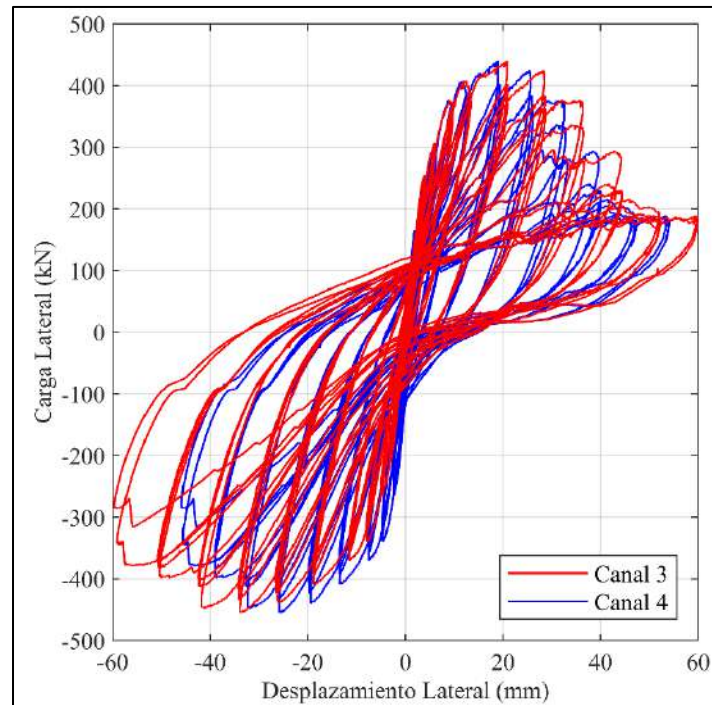


Figura 7 - 49. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.3 Carga axial

La Figura 7 - 50 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 285.9 kN, la misma que la del muro original. La figura también muestra que la carga axial tuvo picos importantes antes de la finalización del ensayo. La mayor caída se produjo en $t = 6322$ seg. con un valor de 151.9 kN y el mayor incremento se produjo en $t = 6207$ seg. con un valor de 444.8 kN. Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 305.6 kN.

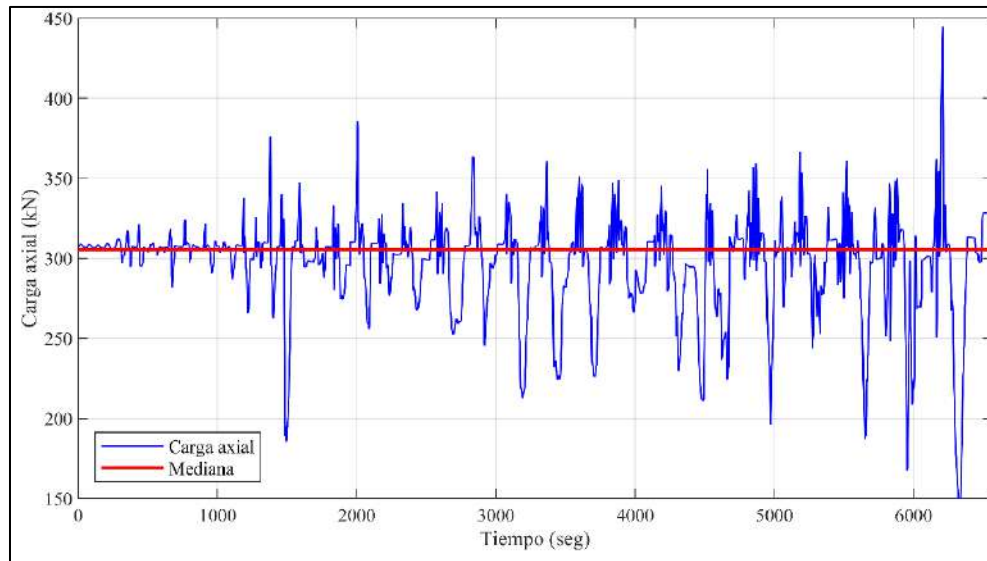


Figura 7 - 50. Carga axial versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 7 - 51 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.4 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -1.17 mm en $t = 1870$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 5.63% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (-20.79 mm).

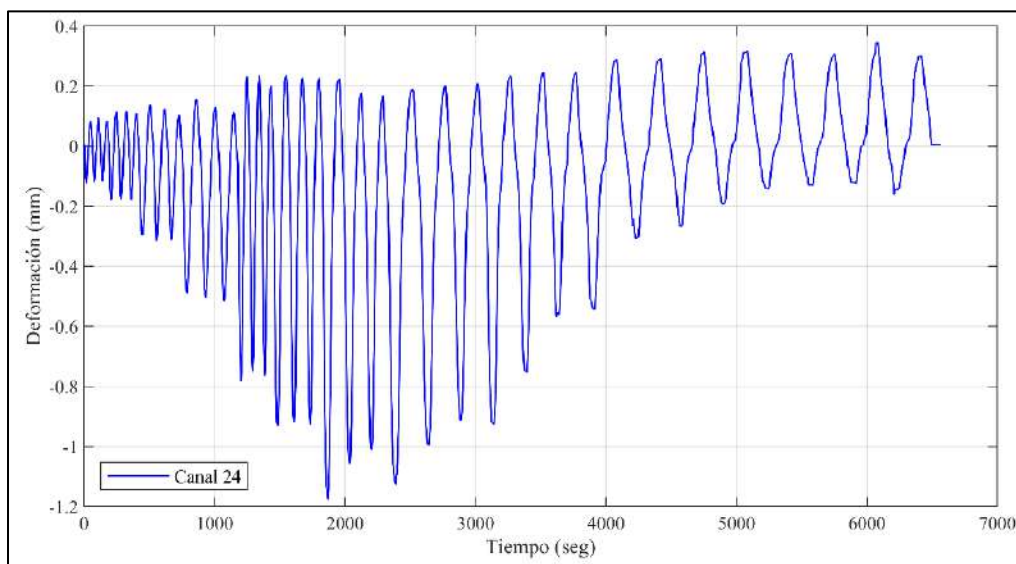


Figura 7 - 51. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.

La Figura 7 - 52 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de -0.00051° en $t = 1876$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de -0.014 mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

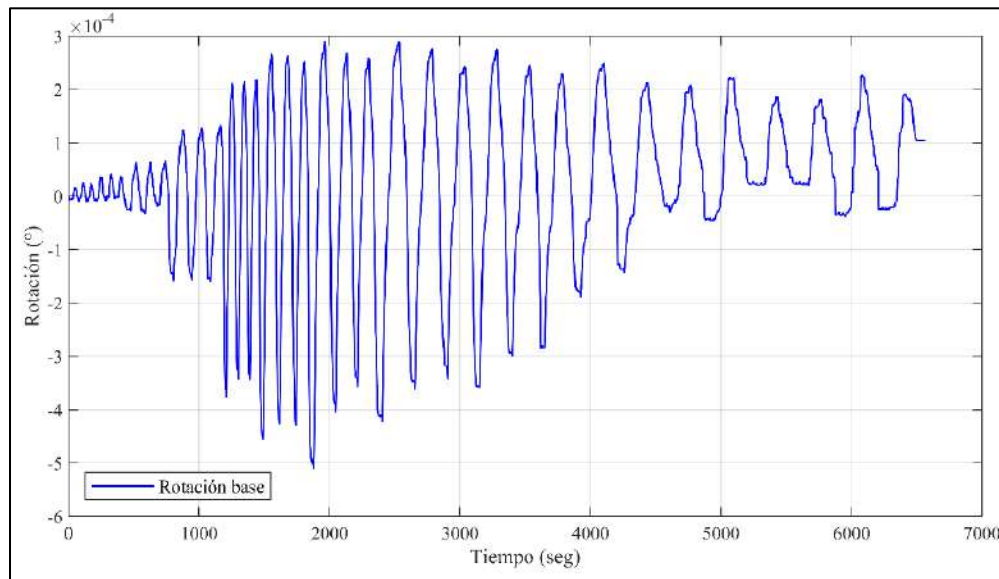


Figura 7 - 52. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.5 Deformación de corte

La Figura 7 - 53 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de -5.44 mm en $t = 5696$ seg. Este valor antes de que la medida presente un salto brusco, probablemente debido al movimiento de los transductores debido al levantamiento del muro.

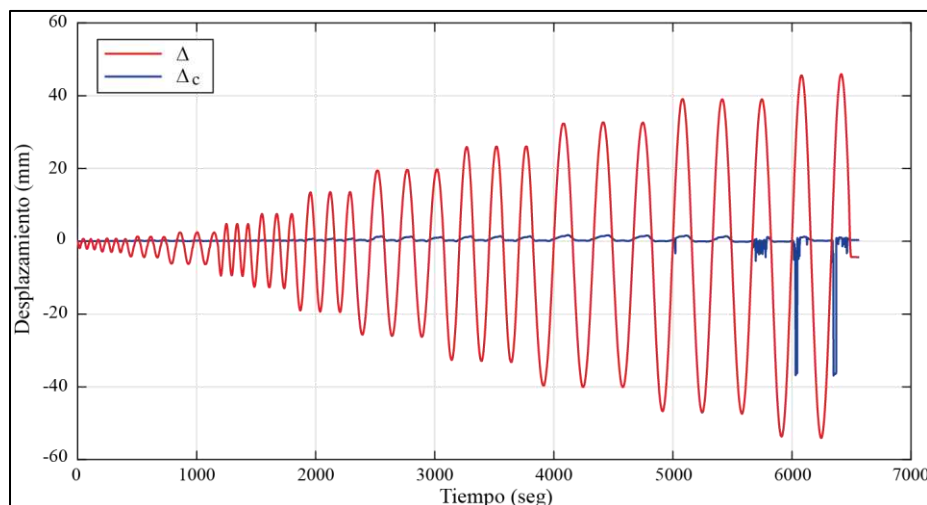


Figura 7 - 53. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.

La Figura 7 - 54 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue menor a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los desplazamientos laterales de la base (Figura 7 - 51). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió en deformación de flexión, corte y desplazamiento lateral de la base ($\Delta = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_d$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) varió para las derivas objetivos llegando a un máximo de 0.12 para una deriva objetivo del 3.5%. Esta proporción de desplazamiento de corte es menor al valor de 0.28 obtenido en RW5-S1.75-U.

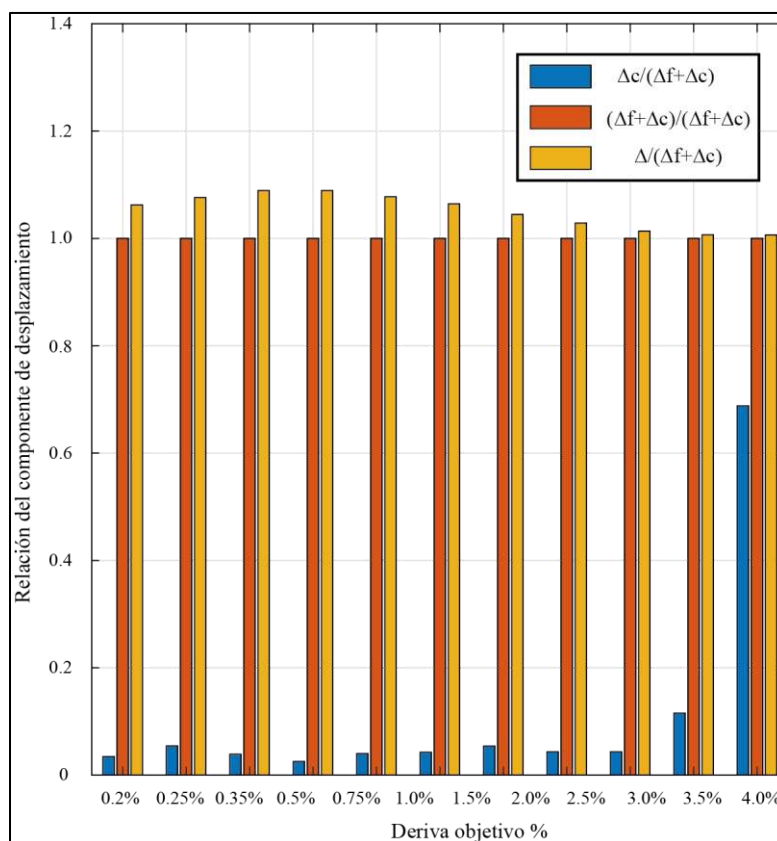


Figura 7 - 54. Proporción de componentes de desplazamiento, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.6 Rotación de viga cabzal

La Figura 7 - 55 muestra la rotación de la viga cabzal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabzal se produce en $t = 5377$ seg. y corresponde a -0.025° .

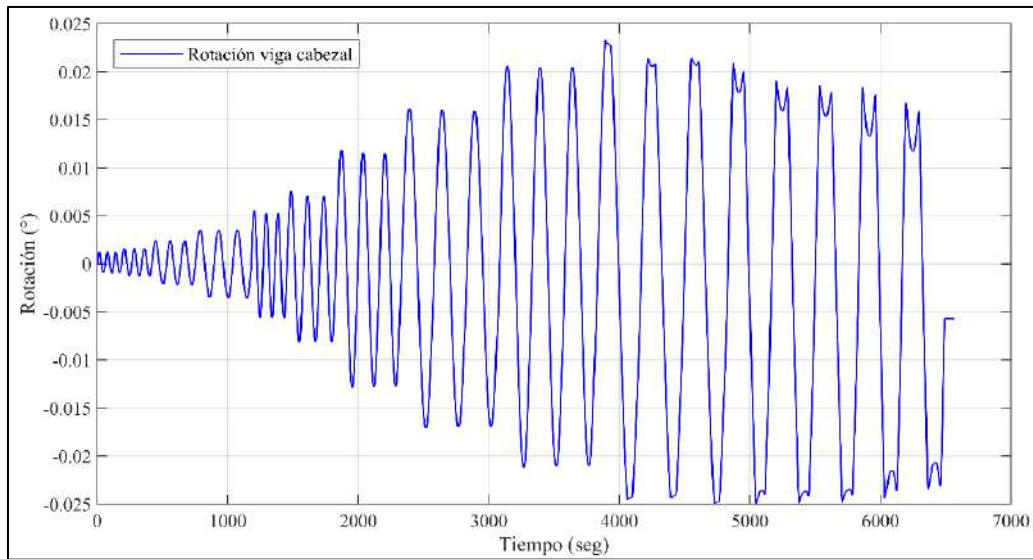


Figura 7 - 55. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.7 Alargamiento del muro

La Figura 7 - 56 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabezal (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra asimetría en el alargamiento del muro para desplazamientos laterales positivos y negativos. Esta asimetría se debe a que el levantamiento del muro fue mayor para desplazamientos laterales negativos que para positivos. El alargamiento residual del muro al final del ensayo es de 8.14 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de 0.62%.

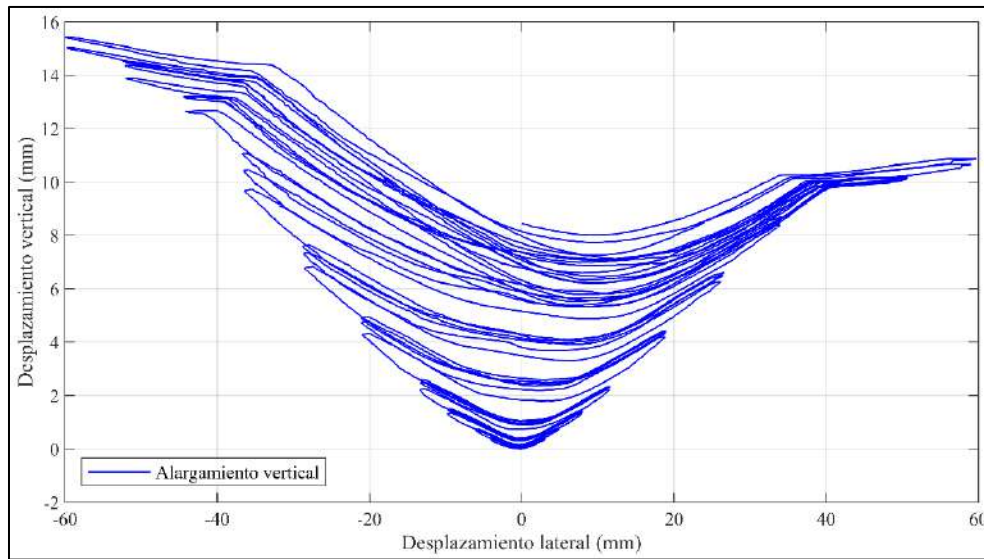


Figura 7 - 56. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 7 - 57 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 6 - 21) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 7 en $t = 6412$ seg. y corresponde a -7.85 mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de -0.5% . Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores no fueron similares, por lo tanto, se produjo una torsión mínima en el muro correspondiente a 0.58° en $t = 4081$ seg,

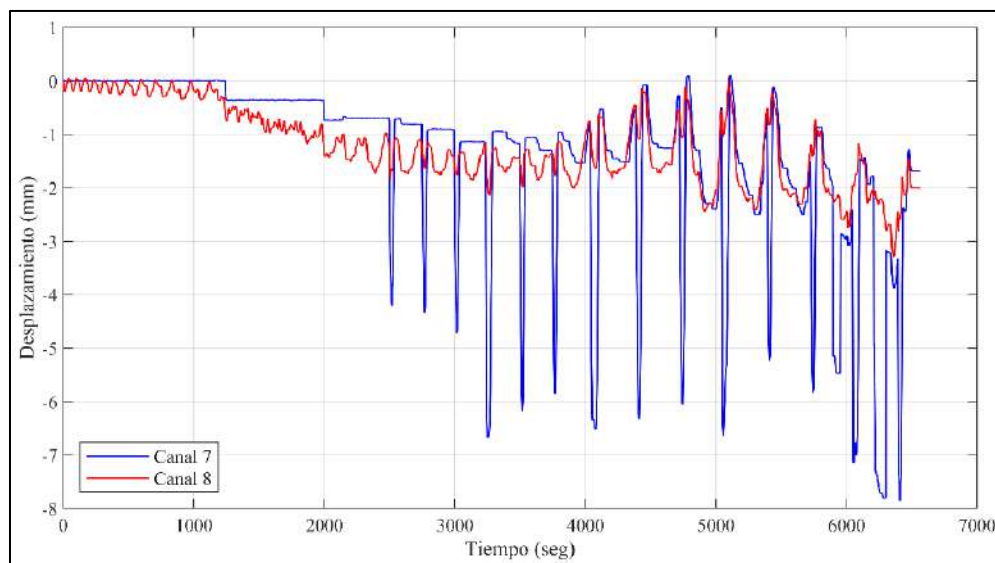


Figura 7 - 57. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW5-S1.75-R.

7.5.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 7 - 58 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional de borde, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 6 - 22). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 3000 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.3 ‰ al inicio de la medición, para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal adicional de borde (2.6 ‰ Tabla 6 - 4) se midió en sg5 en $t = 440$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de +4.17 mm. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal adicional de borde fue de 2.95 ‰ y se midió en sg5 en $t = 776$ seg.

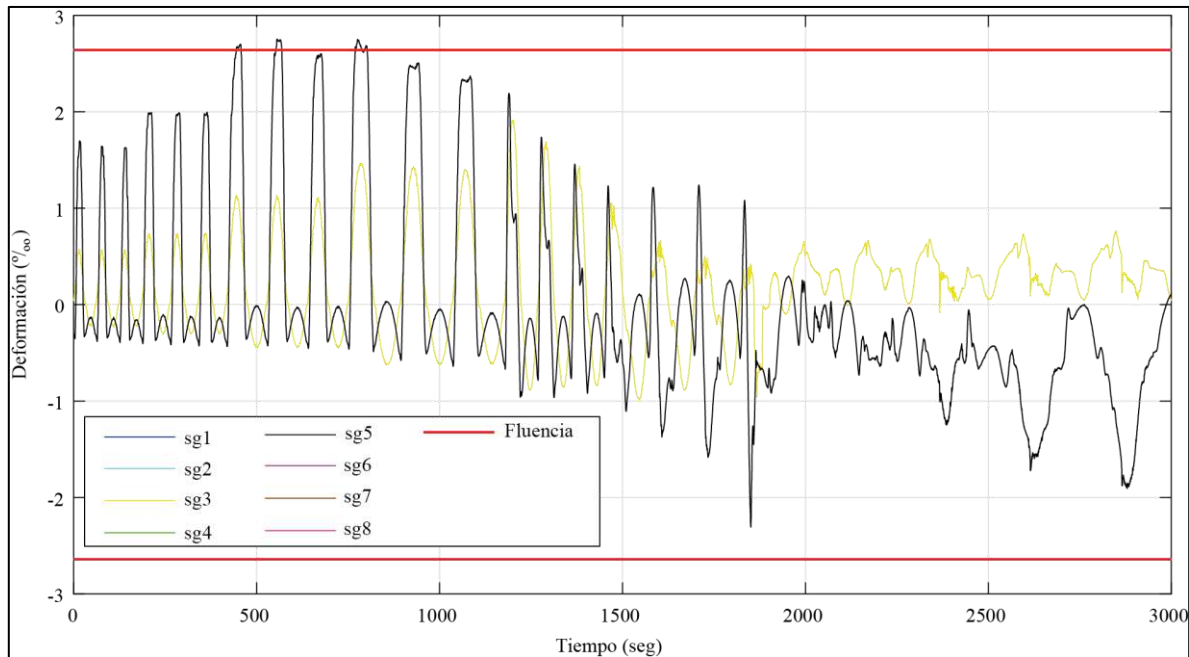


Figura 7 - 58. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW5-S1.75-R.

7.5.10 Relación momento curvatura

La Figura 7 - 59 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 6 - 21). La figura también muestra comportamiento no lineal significativo en el nivel 1. Esto se debe al levantamiento del muro en el interfaz muro-base. Para los niveles superiores (2, 3 y 4) se observa un comportamiento esencialmente lineal. Lo que implica que el muro se deformó como un cuerpo rígido y solo rotó en la base.

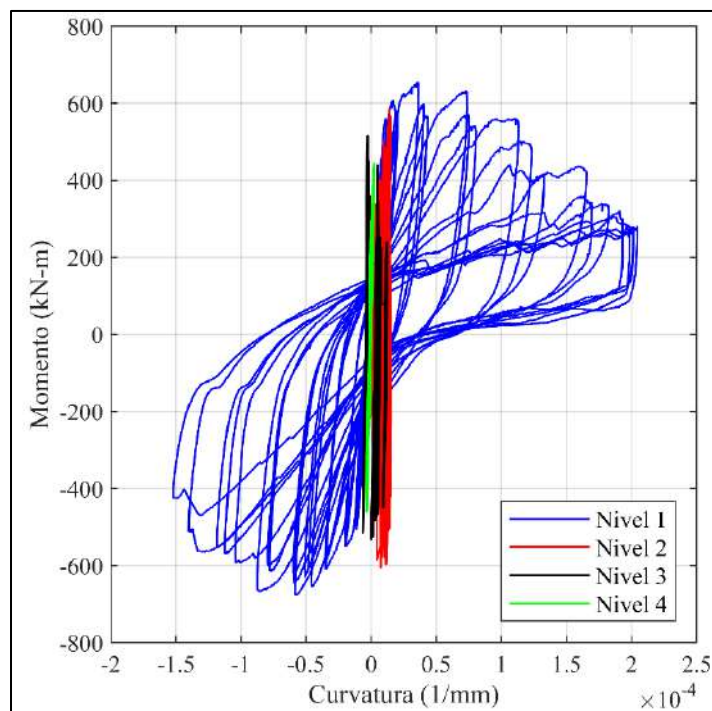


Figura 7 - 59. Relación momento-curvatura, ensayo RW5-S1.75-R.

7.6 Ensayo RW6-S1.75-R

7.6.1 Daño observado

La Figura 7 - 60 muestra el principal daño en el muro RW6-S1.75-R, que fue rehabilitado con adición de elementos de borde e inyección de grietas en el alma. En este muro las primeras grietas que se observaron fueron nuevas grietas de flexión en los elementos de borde del muro a una altura de aproximadamente 250 mm, durante los ciclos con deriva objetivo de 0.35%. Durante los ciclos con una deriva objetivo de 0.75%, las grietas inyectadas en el alma comenzaron a reabrirse y aparecieron nuevas grietas diagonales en el alma. Para ciclos con deriva objetivo de 1.0%, algunas de estas nuevas grietas diagonales se extendieron a través de la parte superior de los elementos de borde, en la zona sin refuerzo nuevo. Durante los ciclos con una deriva objetivo de 1.5%, se observó una grieta diagonal principal en cada dirección (Figura 7 - 60a). Además, aparecieron grietas verticales en la parte inferior de los elementos de borde del muro, seguidas de pérdida de recubrimiento (Figura 7 - 60c). Además, se observó pérdida de recubrimiento en la parte superior de los elementos de borde del muro, a una altura de entre 800 y 1050 mm. Durante los ciclos con una deriva objetivo de 2.0%, el ancho de las dos grietas diagonales principales aumentó y se observó pandeo del refuerzo

vertical del alma y del refuerzo longitudinal de borde (Figura 7 - 60b). El modo de falla identificado fue falla por tensión diagonal [34]. La prueba se detuvo en el segundo ciclo con una deriva objetivo de 2.0%, cuando la resistencia lateral del muro se había reducido a aproximadamente el 29% de la resistencia lateral máxima.

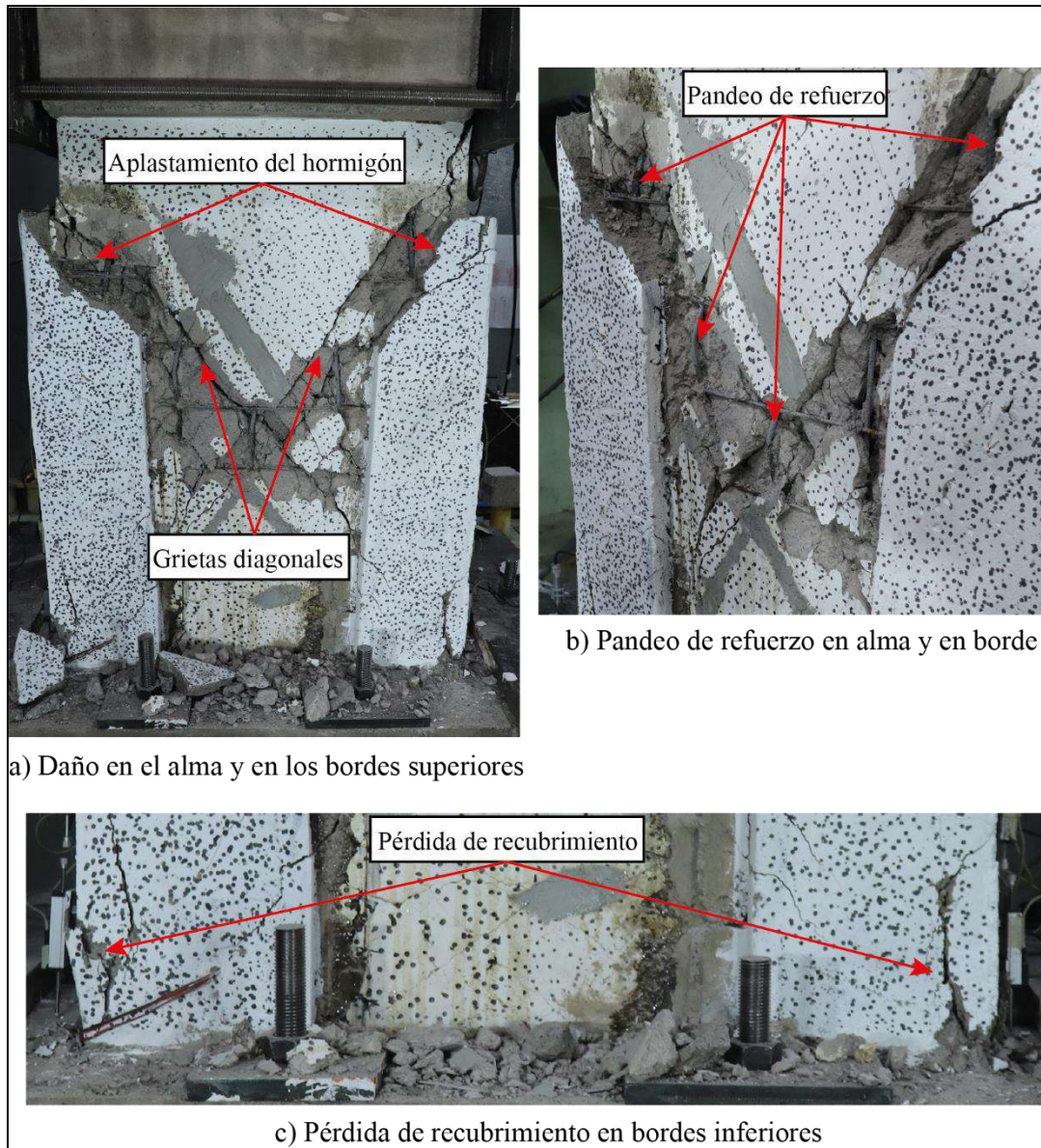


Figura 7 - 60. Daño en el muro RW6-S1.75-R.

7.6.2 Relación carga-desplazamiento lateral

La Figura 7 - 61 muestra la relación carga-desplazamiento lateral del ensayo RW6-S1.75-R. El desplazamiento lateral del muro se mide con los transductores ubicados en la base de la viga cabezal (Canal 4) y en la mitad de la viga cabezal (Canal 3). La figura también muestra que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +28.07 mm en sentido positivo, y hasta -27.03 mm en sentido negativo. El transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal logra medir un desplazamiento lateral de hasta +28.50 mm en sentido positivo, y hasta -29.78 mm en sentido negativo. La diferencia entre las mediciones de los dos canales se debe a que el transductor ubicado en la base de la viga cabezal tiene menor deformación que el ubicado en la mitad de la viga cabezal. En los análisis futuros de esta tesis se utiliza la medición del transductor ubicado en la mitad de la viga cabezal (Canal 3), para representar el desplazamiento lateral del muro.

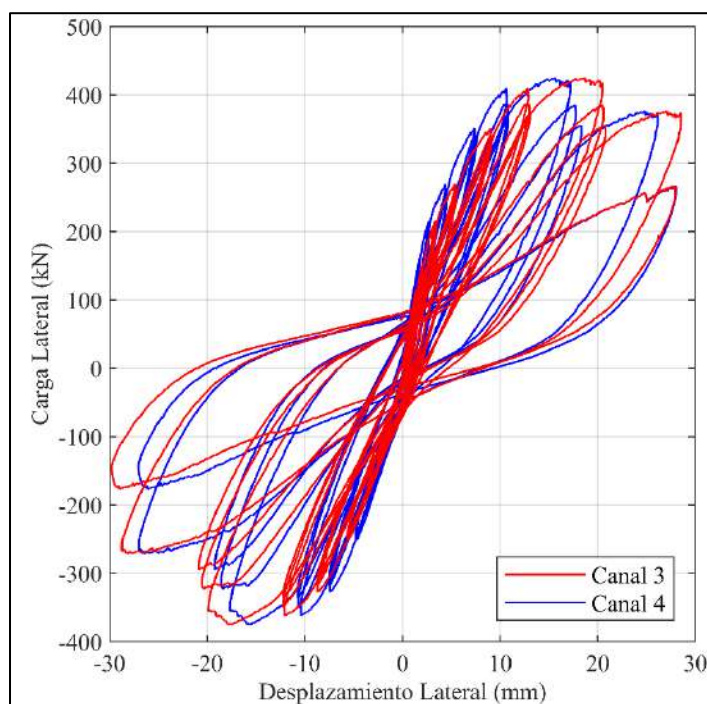


Figura 7 - 61. Relación carga-desplazamiento lateral, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.3 Carga axial

La Figura 7 - 62 muestra la carga axial registrada durante la ejecución del ensayo. La carga axial objetivo era de 282.8 kN, la misma que la del muro original. La figura también muestra

que la carga axial tuvo picos importantes antes de la finalización del ensayo. La mayor caída se produjo en $t = 2166$ seg. con un valor de 253.3 kN y el mayor incremento se produjo en $t = 1942$ seg. con un valor de 337.1 kN. Debido a la variación de la carga axial durante el ensayo, se decidió considerar la mediana de la carga axial registrada durante el ensayo en vez de la carga axial objetivo. La mediana de la carga axial fue de 302.1 kN.

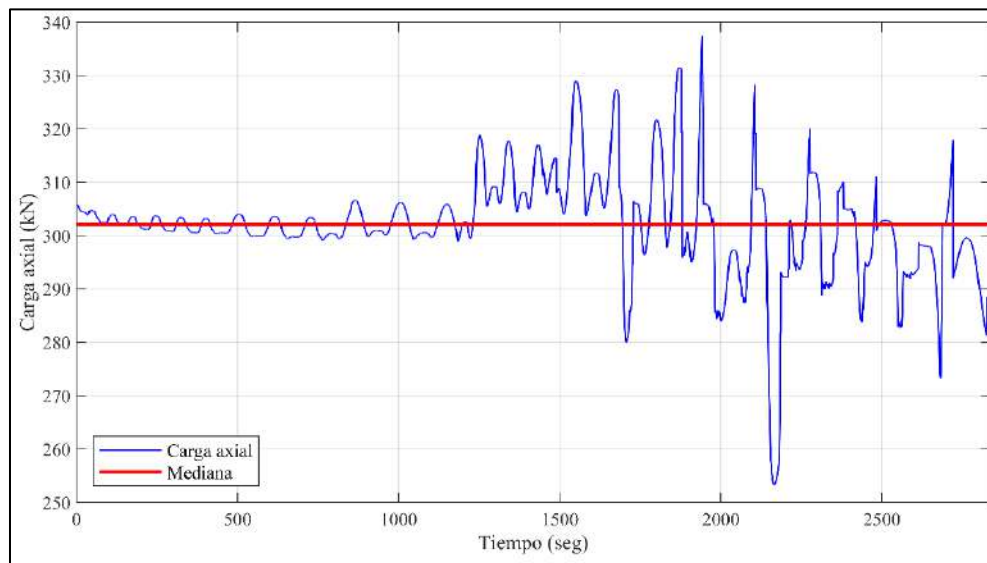


Figura 7 - 62. Carga axial versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.4 Desplazamiento y rotación de la base

La Figura 7 - 63 muestra el desplazamiento lateral de la base (Canal 24) versus el tiempo. El desplazamiento lateral de la base es relativamente bajo (menor a 0.6 mm) en sentido positivo. En el sentido negativo el desplazamiento lateral de la base incrementa hasta llegar a un valor máximo de -0.58 mm en $t = 1546$ seg. Este desplazamiento máximo de la base representa el 4.80% del desplazamiento lateral de la mitad de la viga cabezal del muro (Canal 3) en ese instante de tiempo (-12.08 mm).

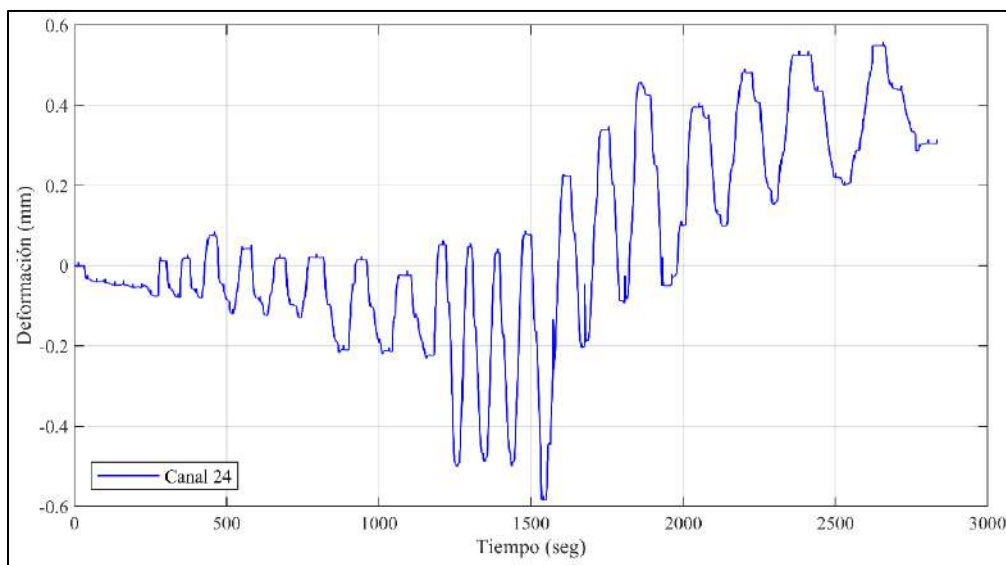


Figura 7 - 63. Desplazamiento lateral de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.

La Figura 7 - 64 muestra la rotación de la base versus tiempo. La figura también muestra que la rotación máxima de la base fue de -0.00066° en $t = 1949$ seg. Si se asume una rotación de cuerpo rígido del muro, esta rotación equivale a un desplazamiento lateral del muro de -0.018 mm en la mitad de la viga cabezal. Por lo tanto, se concluye que la rotación de la base tuvo una baja influencia en el desplazamiento lateral del muro.

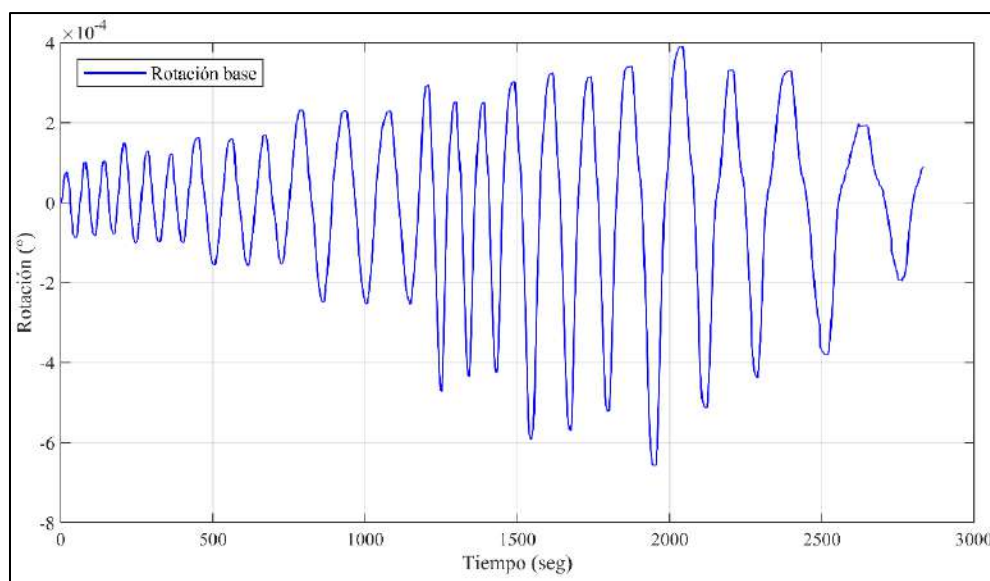


Figura 7 - 64. Rotación de la base versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.5 Deformación de corte

La Figura 7 - 65 muestra el desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ) y el desplazamiento por corte (Δ_c) versus tiempo. El desplazamiento por corte se obtuvo mediante la ecuación (4.3). La figura también muestra que el desplazamiento por corte aumenta en el tiempo hasta llegar a un valor máximo de -24.40 mm en $t = 2629$ seg.

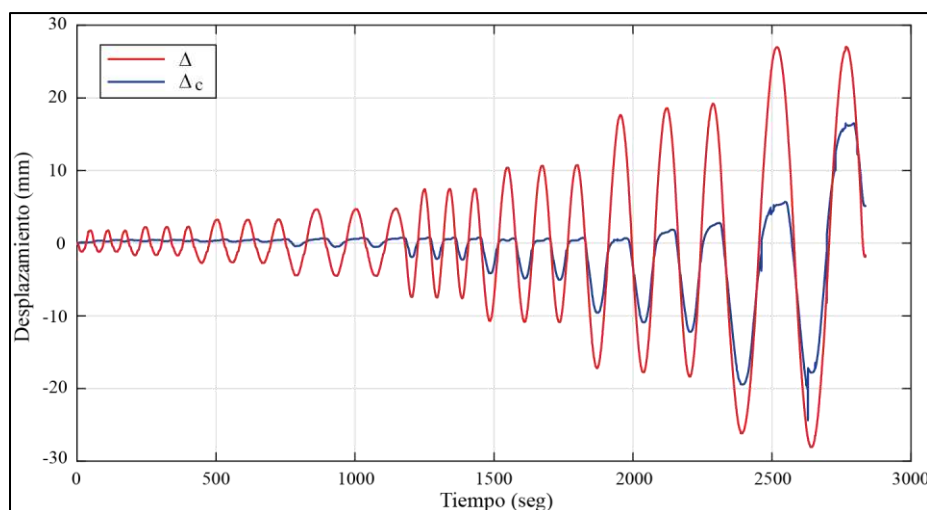


Figura 7 - 65. Desplazamiento por corte y total versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.

La Figura 7 - 66 muestra la proporción de desplazamiento de flexión (Δ_f) y corte (Δ_c), con respecto al desplazamiento lateral medido por el Canal 3 (Δ), para los diferentes niveles de deriva objetivo. El desplazamiento por flexión se obtuvo como $\Delta_f = \Delta - \Delta_c - \Delta_d$, donde Δ_d representa el desplazamiento lateral de la base (Canal 24). La figura muestra que el valor de $\Delta_f + \Delta_c$ fue menor a Δ para las derivas objetivo del ensayo. Esto se debe a los desplazamientos laterales de la base (Figura 7 - 63). Por lo tanto, el desplazamiento lateral total consistió en deformación de flexión, corte y desplazamiento lateral de la base ($\Delta = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_d$). La figura también muestra que la proporción de desplazamiento de corte ($\Delta_c / (\Delta_f + \Delta_c)$) varió para las derivas objetivos llegando a un máximo de 0.89 para una deriva objetivo del 2.0%. Esta proporción de desplazamiento de corte es mayor a los valores de 0.28, 0.34 y 0.12 obtenidos en RW6-S1.75-U, RW6-S1.75-D y RW5-S1.75-R, respectivamente.

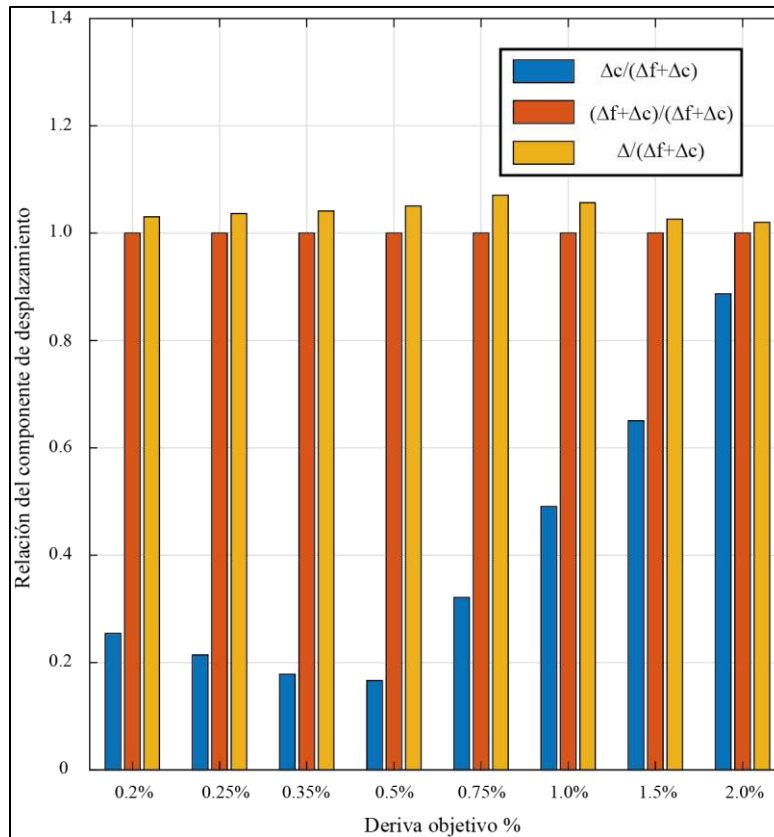


Figura 7 - 66. Proporción de componentes de desplazamiento, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.6 Rotación de viga cabzal

La Figura 7 - 67 muestra la rotación de la viga cabzal versus tiempo en el ensayo. La figura también muestra que la rotación máxima de la viga cabzal se produce en $t = 1873$ seg. y corresponde a 0.011° .

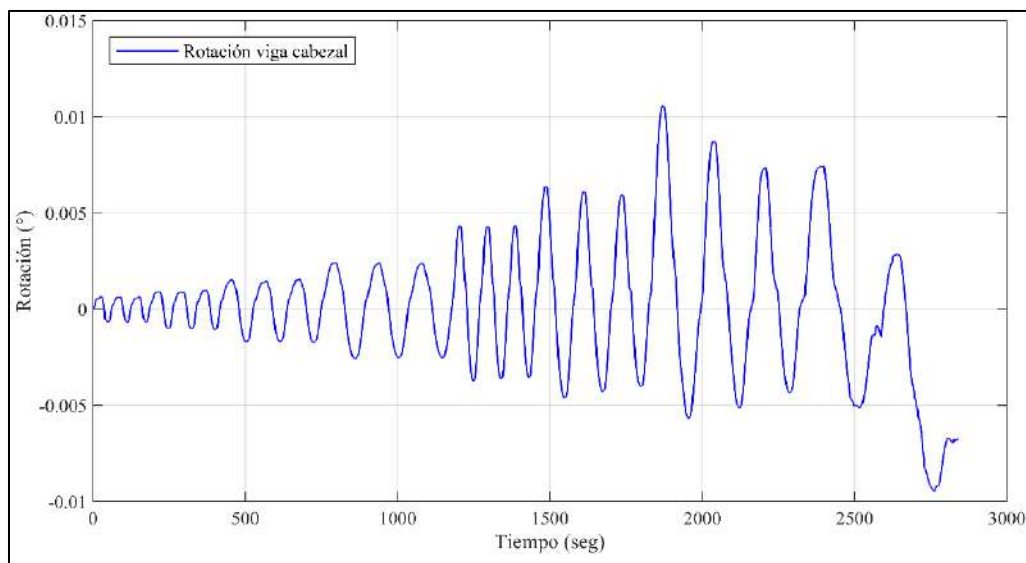


Figura 7 - 67. Rotación de la viga cabezal versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.7 Alargamiento del muro

La Figura 7 - 68 muestra el desplazamiento vertical (alargamiento) del muro versus el desplazamiento lateral de la viga cabezal (canal 3). El alargamiento se obtuvo mediante la ecuación (4.5). La figura también muestra que para desplazamientos laterales superiores de a 20 mm el muro se acorta (desplazamiento vertical negativo). Este acortamiento del muro se debe al aplastamiento del alma del muro. El acortamiento residual del muro al final del ensayo es de -5.01 mm, lo que corresponde a una deformación vertical unitaria de -0.38%.

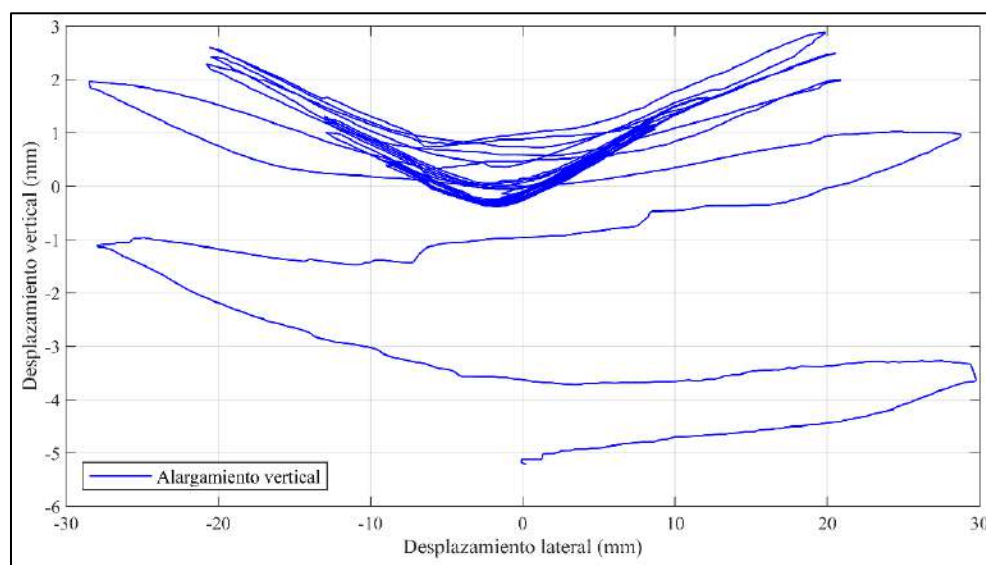


Figura 7 - 68. Alargamiento vertical versus desplazamiento lateral del muro, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.8 Desplazamiento fuera del plano

La Figura 7 - 69 muestra el desplazamiento fuera del plano medida con los transductores de desplazamiento 7 y 8 (Figura 6 - 21) versus el tiempo. La figura también muestra asimetría en la medición del desplazamiento positivo y negativo fuera del plano. El desplazamiento máximo se produce en el canal 8 en $t = 1964$ seg. y corresponde a -2.24 mm. Este desplazamiento máximo corresponde a una deriva fuera del plano de -0.14% . Adicionalmente, la figura muestra que los desplazamientos fuera del plano medidos por los dos transductores son similares, por lo tanto, no se produjo una torsión significativa en el muro.

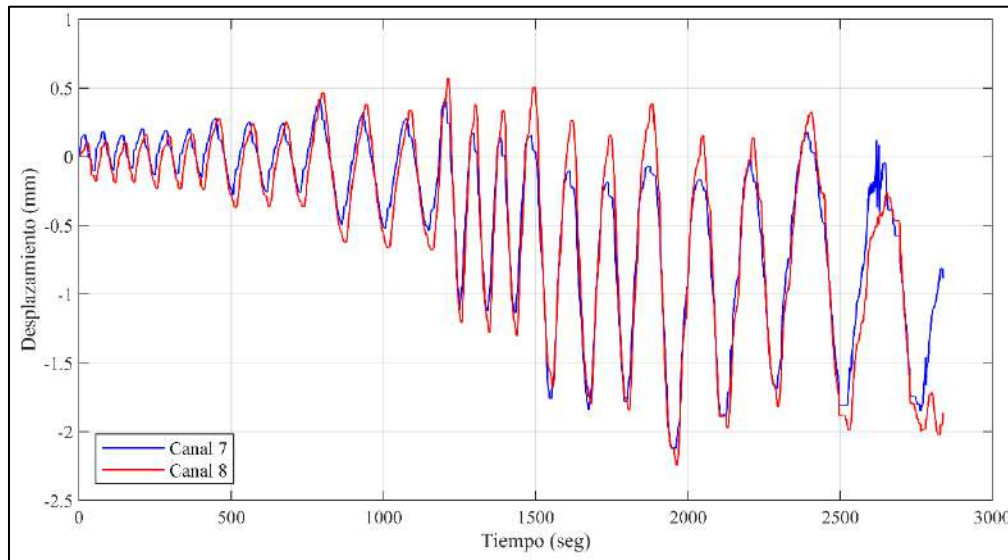


Figura 7 - 69. Desplazamiento fuera del plano versus tiempo, ensayo RW6-S1.75-R.

7.6.9 Deformación unitaria del refuerzo

La Figura 7 - 70 muestra la deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional de borde, medida por los strain-gages (sg) ubicados en la interfaz muro-base (ver Figura 6 - 22). La figura muestra la deformación hasta un tiempo de 2000 seg. porque luego de este tiempo las mediciones de los strain-gages fueron inconsistentes. La figura también muestra una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.33% al inicio de la medición, para todo el refuerzo. Esta deformación de compresión se debe a la aplicación de la carga vertical. El inicio de la fluencia para el refuerzo longitudinal adicional de borde (2.6% Tabla 6 - 4) se midió en sg1 en $t = 1246$ seg. En este tiempo el desplazamiento lateral de la mitad

de la viga cabezal del muro (Canal 3) fue de -8.41 mm. La máxima deformación unitaria en el refuerzo longitudinal adicional de borde fue de 5.98 ‰ y se midió en sg1 en $t = 1542$ seg.

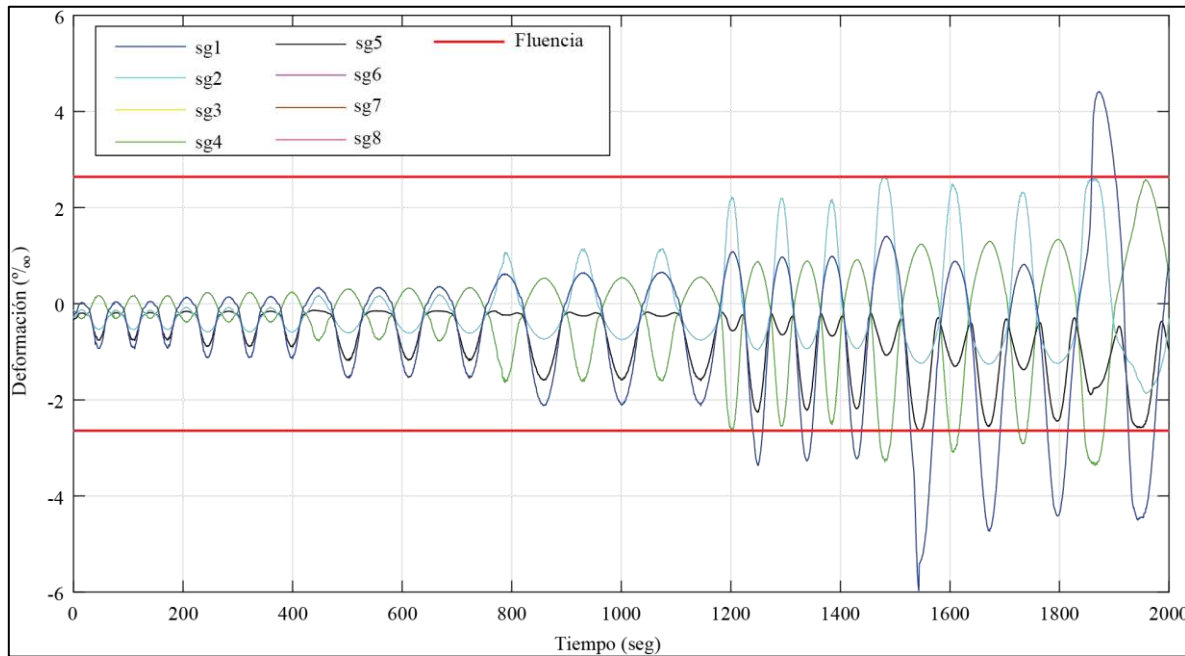


Figura 7 - 70. Deformación unitaria del refuerzo longitudinal adicional en la base del muro RW6-S1.75-R.

7.6.10 Relación momento curvatura

La Figura 7 - 71 muestra la relación momento-curvatura para los cuatro niveles de medición (Figura 6 - 21). La figura también muestra comportamiento no lineal significativo en el nivel 1. Para los niveles superiores (2, 3 y 4) se observa un comportamiento esencialmente lineal. Finalmente, el comportamiento histerético del nivel de medición 1 del muro RW6-S1.75-R fue menor al nivel 1 del muro RW5-S1.75-R.

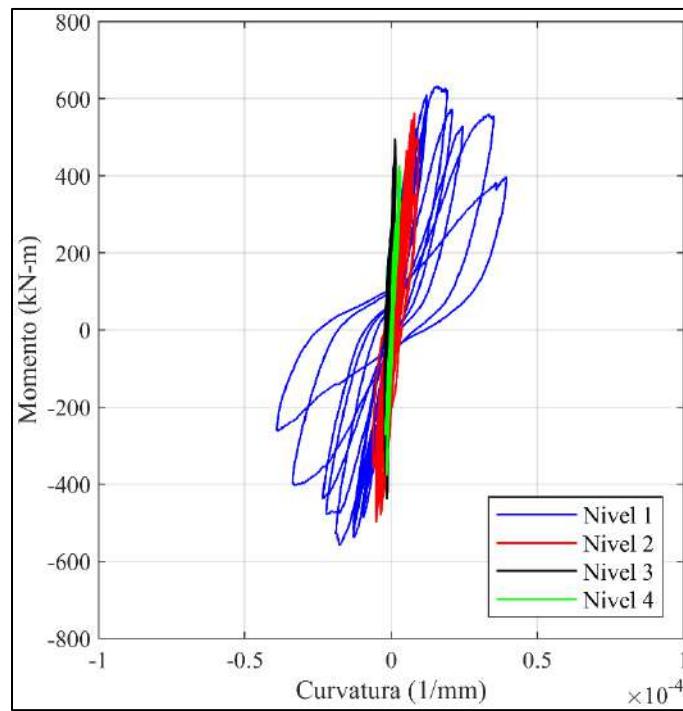


Figura 7 - 71. Relación momento-curvatura, ensayo RW6-S1.75-R.

8 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE REHABILITACIÓN

Este capítulo presenta las curvas carga-desplazamiento lateral corregidas de los seis muros de la campaña experimental de muros rehabilitados. Luego, se compara la resistencia experimental de los seis muros rehabilitados con la resistencia de los muros originales, y con la estimación de la resistencia de los muros rehabilitados. A partir de las curvas carga-desplazamiento lateral, se analizan los parámetros de energía disipada, relación de amortiguamiento, rigidez, ductilidad y degradación de resistencia. El análisis de los resultados de los muros rehabilitados se realiza comparando estos resultados con los de muros originales que fueron ensayados solo con un protocolo de carga lateral (ver sección 3.4). Por lo tanto, la comparación se realiza considerando los siguientes ensayos: RW1-S2.5 con RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R, RW3-S2.5 con RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R y RW5-S1.75 con RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R.

8.1 Relación carga-desplazamiento lateral

En la siguiente discusión, el desplazamiento lateral del muro (Δ) y la deriva (δ) se obtuvieron en forma equivalente a lo descrito en la sección 5.1 para la campaña de capacidad residual. Las curvas de carga-desplazamiento de los ensayos se comparan en la Figura 8 - 1. Además, los puntos característicos (agrietamiento, fluencia, resistencia máxima) de cada ensayo se muestran en la Figura 8 - 1 y se detallan en la Tabla 8 - 1.

Las Figura 8 - 1a-c muestran la relación carga-desplazamiento lateral del muro original RW1-S2.5 y los muros rehabilitados RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R, respectivamente. Los ciclos histeréticos del muro original RW1-S2.5 permanecieron estables sin degradación de resistencia hasta que se detuvo el ensayo, antes de lograr la falla del muro. La fuerza lateral máxima de RW2-S2.5-R fue significativamente mayor que la de RW1-S2.5 y RW1-S2.5-R (73 % mayor que RW1-S2.5 en la dirección de carga positiva) debido a la resistencia a la flexión proporcionada por los elementos de borde adicionales del muro RW2-S2.5-R. En RW1-S2.5-R no se midió la primera fluencia del refuerzo vertical debido a que el refuerzo longitudinal con empalmes no estaba instrumentado con strain-gages. RW1-S2.5-R exhibió una degradación de la resistencia después de la resistencia lateral máxima en la dirección de

carga positiva. Esta degradación de resistencia se debe posiblemente al comportamiento de balanceo y al mayor deslizamiento de los empalmes mecánicos del borde oeste que los del borde este.

La Figura 8 - 1d-f muestra la relación carga-desplazamiento lateral del muro original RW3-S2.5 y los muros rehabilitados RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R, respectivamente. Los ciclos histeréticos del muro original RW3-S2.5 permanecieron estables sin degradación de la resistencia hasta la falla del muro. Las fuerzas laterales máximas de RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R fueron un 46 % y un 36 % mayores que las de RW3-S2.5, respectivamente (Tabla 8 - 1). Se observó degradación de la resistencia en RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R en ambas direcciones de carga. La degradación de resistencia en RW3-S2.5-R fue mayor en la dirección negativa, mientras que la degradación de resistencia en RW4-S2.5-R fue mayor en la dirección positiva. La degradación de la resistencia en estos muros rehabilitados también se explica por el comportamiento de balanceo y el deslizamiento del refuerzo longitudinal de borde tanto, en los empalmes mecánicos como en el anclaje entre el refuerzo y la base.

La Figura 8 - 1g-i muestra la relación carga-desplazamiento lateral del muro original RW5-S1.75 y los muros rehabilitados RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R, respectivamente. Nuevamente, los ciclos histeréticos del muro original RW5-S1.75 permanecieron estables sin degradación de la resistencia hasta la falla del muro. Las fuerzas laterales máximas de RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R fueron un 70 % y un 64 % mayores que las de RW5-S1.75, respectivamente (Tabla 8 - 1). RW5-S1.75-R también exhibió una degradación de la resistencia en ambas direcciones, debido al modo de falla por balanceo del muro. La degradación de la resistencia de este muro fue mayor en la dirección de carga positiva, posiblemente debido a que el deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional y de los empalmes mecánicos del borde oeste fue mayor que el deslizamiento del borde este. Finalmente, RW6-S1.75-R exhibió una significativa degradación de resistencia, debido a los mayores esfuerzos de corte en el alma de este muro. Esta degradación concuerda con lo observado por otros investigadores que concluyen que los mayores esfuerzos de corte se asocian a caídas bruscas de resistencia [21], [52].

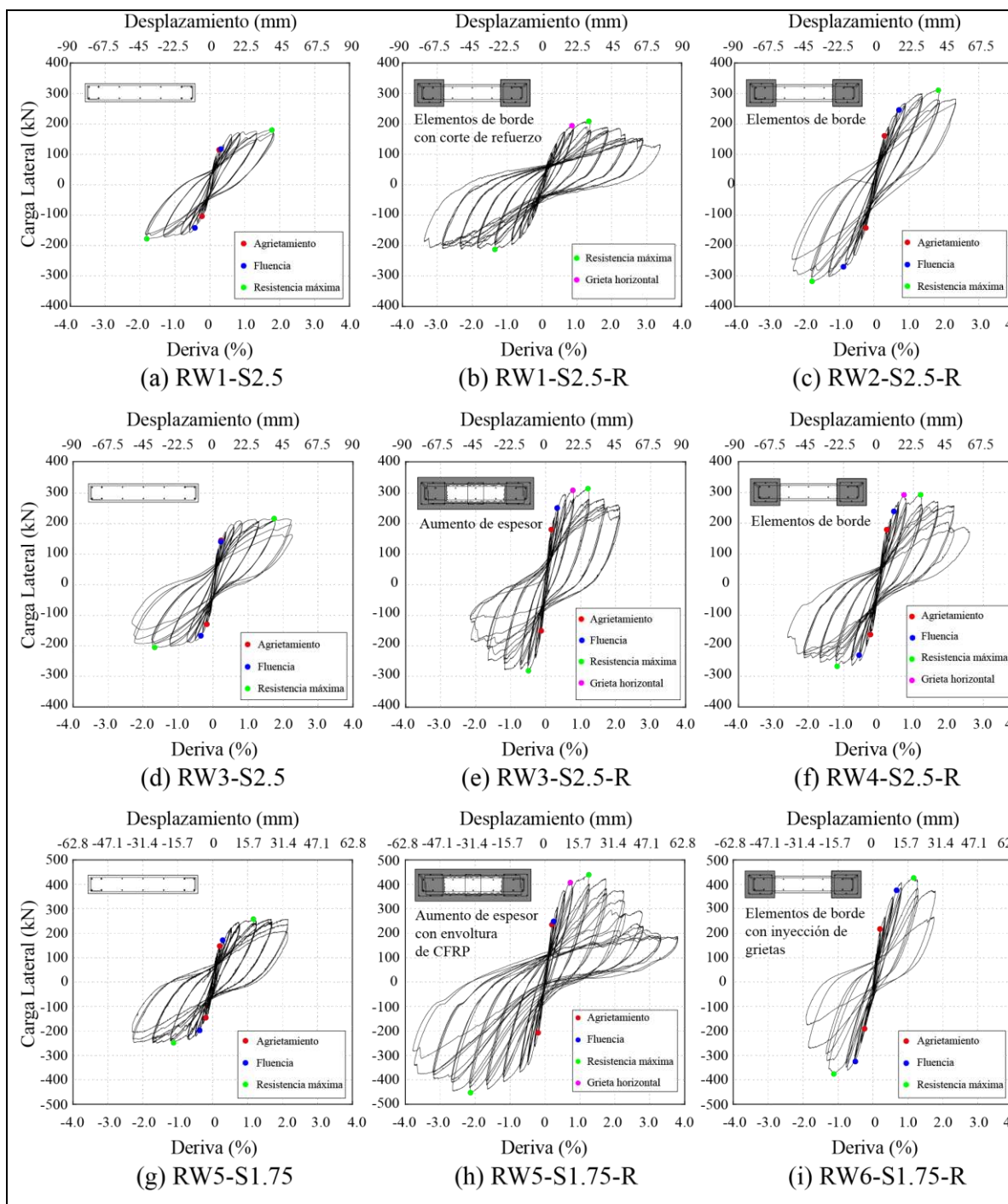


Figura 8 - 1. Relación carga-desplazamiento lateral de tres muros originales y los seis muros rehabilitados.

Tabla 8 - 1. Puntos característicos de muros originales y muros rehabilitados.

Muro	DC	Fluencia		Resistencia máxima	
		F (kN)	δ (%)	F (kN)	δ (%)
RW1-S2.5	P	117	0.31%	180	1.78%
	N	-142	-0.43%	-178	-1.81%
RW1-S2.5-R	P	-	-	208	1.34%
	N	-	-	-213	-1.35%
RW2-S2.5-R	P	246	0.72%	311	1.84%
	N	-269	-0.88%	-317	-1.78%
RW3-S2.5	P	139	0.22%	214	1.75%
	N	-168	-0.35%	-206	-1.67%
RW3-S2.5-R	P	249	0.32%	312	1.21%
	N	-	-	-282	-0.49%
RW4-S2.5-R	P	238	0.44%	292	1.20%
	N	-231	-0.55%	-267	-1.18%
RW5-S1.75	P	170	0.28%	258	1.66%
	N	-199	-0.39%	-250	-1.61%
RW5-S1.75-R	P	251	0.25%	439	1.25%
	N	-	-	-453	-2.12%
RW6-S1.75-R	P	377	0.66%	424	1.16%
	N	-327	-0.51%	-375	-1.13%

8.2 Resistencia máxima

En esta sección se compara la resistencia máxima promedio experimental de los seis muros rehabilitados (ver Tabla 8 - 2) con la de los seis muros originales (ver Tabla 5 - 2). Además, se compara la resistencia máxima promedio experimental de los seis muros rehabilitados con la estimación de la resistencia a flexión y corte de cada muro (Tabla 6 - 1). Esta comparación permite identificar si las estimaciones para las resistencias de los muros rehabilitados (ver sección 6.1) son apropiadas para estimar la resistencia experimental.

La Tabla 8 - 2 compara los valores del promedio de la resistencia máxima experimental de los muros rehabilitados (F_{mpr}) con la de los muros originales (F_{mpo}). Las resistencias máximas promedio experimentales de los muros originales corresponden a las obtenidas en los ensayos en condición sin daño previo. La Tabla 8 - 2 también presenta la razón entre la resistencia de los muros rehabilitados y originales (F_{mpr}/F_{mpo}). La tabla muestra que los valores de F_{mpr} variaron entre 210.5 kN y 314.0 kN para los muros esbeltos y entre 399.5 kN y 446.0 kN para los muros cortos. La tabla también muestra que los valores de F_{mpr}/F_{mpo}

fueron mayores que 1 para todos los muros. La mayor diferencia fue de 76%, al comparar el muro RW5-S1.75-R con el muro original RW5-S1.75. La menor diferencia fue de 18%, al comparar el muro RW1-S2.5-R con el muro original RW1-S2.5. Esta menor diferencia era esperable debido a que la rehabilitación del muro RW1-S2.5-R (aumento de elemento de borde y corte de refuerzo longitudinal adicional de borde), no implicó un aumento del refuerzo longitudinal de borde del muro. Los resultados de resistencia máxima permiten concluir que los muros rehabilitados cumplieron con el objetivo de aumentar la resistencia de los muros originales.

Tabla 8 - 2. Comparación de resistencia de muros originales y rehabilitados.

Muro	F_{mpo} (kN)	F_{mpr} (kN)	F_{mpr}/F_{mpo}
RW1-S2.5	179.0	210.5	1.18
RW2-S2.5	181.5	314.0	1.73
RW3-S2.5	210.0	297.0	1.41
RW4-S2.5	202.0	279.0	1.38
RW5-S1.75	254.0	446.0	1.76
RW6-S1.75	259.5	399.5	1.54

8.3 Energía disipada y relación de amortiguamiento

Esta sección analiza la energía disipada acumulada y la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los muros rehabilitados. Tanto la energía disipada, la energía disipada acumulada y la relación de amortiguamiento viscoso equivalente (ξ) se determinaron de manera semejante a la descrita en la sección 5.3.

La Figura 8 - 2 compara la energía disipada acumulada de los muros rehabilitados con la de los muros originales. La figura muestra que la energía disipada total de los muros rehabilitados fue mayor, para casi todos los casos, que la de los muros originales. La Figura 8 - 2a muestra que las energías disipadas totales de RW1-S2.5-R (147.9 kN·m) y RW2-S2.5-

R (74.1 kN·m) fueron 217 % y un 59 % mayores que las de RW1-S2.5 (46.7 kN·m). Sin embargo, esta comparación no es significativa porque RW1-S2.5 no se ensayó hasta la falla. La Figura 8 - 2b muestra que las energías disipadas totales de RW3-S2.5-R (106.2 kN·m) y RW4-S2.5-R (111.3 kN·m) fueron 28.4 % y 34.,6 % mayores, respectivamente, que la energía disipada de RW3-S2.5 (82.7 kN·m). La Figura 8 - 2c muestra que la energía disipada total de RW5-S1.75-R (206.2 kN·m) fue 181.7 % mayor que la de RW5-S1.75 (73.2 kN·m). Finalmente, solo RW6-S1.75-R disipó menos energía total que el muro original (RW5-S1.75). La Figura 8 - 2 también muestra que la energía disipada acumulada de los muros rehabilitados fue similar a la de los muros originales, hasta aproximadamente una deriva de 0.75%. Para derivas superiores la energía disipada acumulada de los muros rehabilitados fue mayor que de los muros originales, excepto para el muro RW6-S1.75-R.

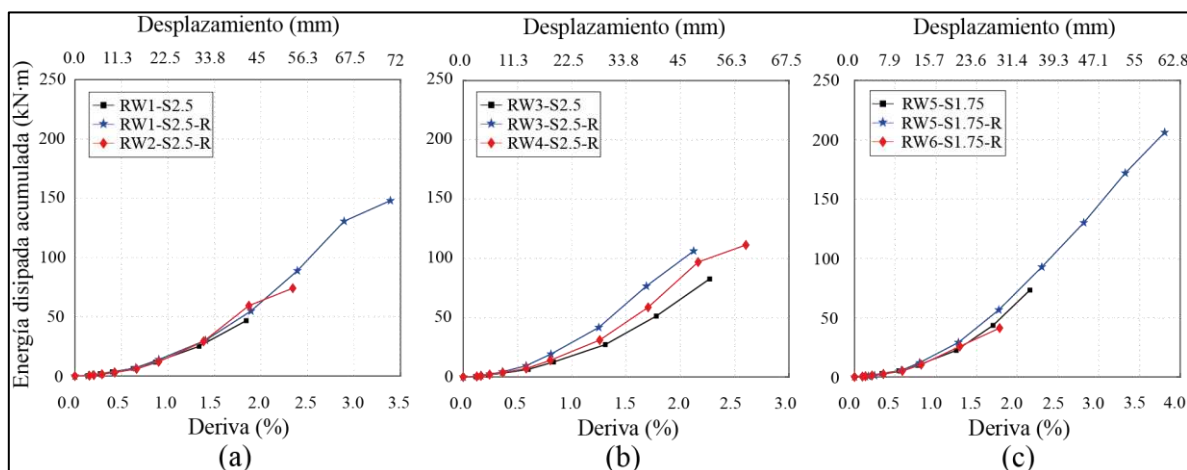


Figura 8 - 2. Energía disipada acumulada de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.

La Figura 8 - 3 compara el amortiguamiento viscoso equivalente de los muros rehabilitados con el de los muros originales. La relación de amortiguamiento viscoso equivalente de todos los muros rehabilitados disminuyó y luego aumentó a medida que aumenta la deriva, excepto para el muro RW5-1.75-R. Adicionalmente, la Figura 8 - 3 muestra que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente inicial (i.e. en el primer ciclo de deriva) de los muros rehabilitados fue menor que la del muro original correspondiente. La Figura 8 - 3a muestra que el amortiguamiento viscoso equivalente del muro RW1-S2.5-R fue semejante a la del muro RW1-S2.5, mientras que el amortiguamiento viscoso equivalente del muro RW2-S2.5-R fue significativamente menor que la del muro RW1-S2.5. Además, la relación de

amortiguamiento viscoso equivalente de RW1-S2.5-R para una deriva de 1.80% (es decir, la deriva última de RW1-S2.5), fue ligeramente mayor que RW1-S2.5, mientras que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de RW2-S2.5-R para una deriva de 1.83%, fue un 17% más baja que RW1-S2.5. La Figura 8 - 3b muestra que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los muros rehabilitados RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R fue semejante a la del muro original RW3-S2.5, hasta una deriva de aproximadamente 0.75%. Para derivas superiores, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de RW3-S2.5-R fue mayor que las de RW3-S2.5 y RW4-S2.5-R. Además, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente del muro rehabilitado RW3-S2.5-R, para una deriva de 2.12% (deriva última de RW3-S2.5-R) fue un 35% mayor que la de RW3-S2.5, mientras que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente del muro rehabilitado RW4-S2.5-R fue similar a la de RW3-S2.5. La Figura 8 - 3c muestra que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los muros rehabilitados RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R fueron menores a la del muro original RW5-S1.75. Finalmente, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los muros rehabilitados RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R, para una deriva del 1.78% (deriva última de RW6-S1.75-R) fue 17.6% y 11.7% inferior a la de RW5-S1.75, respectivamente. En función de los resultados de los ensayos en los muros rehabilitados, se puede concluir que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente presenta diferentes tendencias en función del tipo de rehabilitación y del modo de comportamiento.

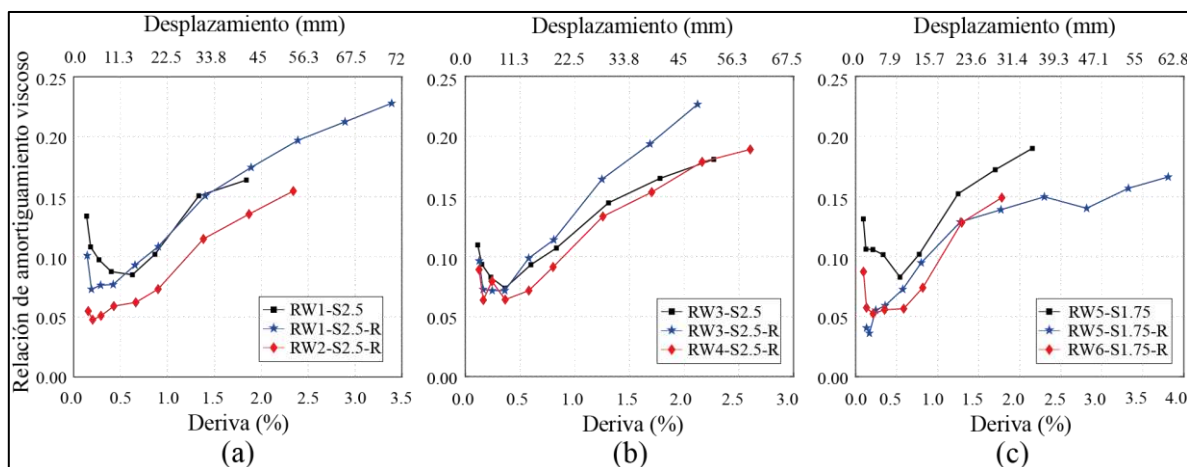


Figura 8 - 3. Relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.

8.4 Envolventes carga-desplazamiento lateral

Esta sección compara las envolventes de las curvas de carga-desplazamiento lateral de los muros rehabilitados con la de los muros originales. A partir de las envolventes de los muros rehabilitados se determinan los parámetros de capacidad de deformación, rigidez y ductilidad, los cuales son presentados y discutidos en la sección 8.5.

La Figura 8 - 4 compara la envolvente carga-desplazamiento lateral de los muros rehabilitados con las envolventes correspondientes de los muros originales. La capacidad de deformación se evaluó con la deriva máxima (δ_u), definida como la deriva cuando se produce una caída de la resistencia del 20 % desde la resistencia lateral máxima [95]. Para los muros originales RW3-S2.5 y RW5-S1.75, δ_u corresponde al último punto de deriva de la envolvente porque no se midió una caída de resistencia significativa durante estos ensayos. Para el muro original RW1-S2.5, δ_u corresponde al mayor desplazamiento medido porque el muro no se ensayó hasta la falla. La Figura 8 - 4 muestra que los valores de δ_u de los muros rehabilitados no siempre fueron mayores que los valores de δ_u de los muros originales.

La Figura 8 - 4a compara las envolventes del muro original RW1-S2.5 con las envolventes de los muros rehabilitados RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R. La figura muestra que, en la dirección positiva, δ_u de RW1-S2.5-R fue 44% y 12% mayor que δ_u de RW1-S2.5 y RW2-S2.5-R, respectivamente. Si bien δ_u del muro RW1-S2.5-R fue mayor que δ_u de los muros RW1-S2.5 y RW2-S2.5-R, se concluye que la rehabilitación del muro RW1-S2.5-R no cumplió con el objetivo de aumentar satisfactoriamente la capacidad de deformación del muro. Esto debido a que en el muro RW1-S2.5-R se aumentó la capacidad de deformación a compresión en el hormigón mediante confinamiento, mientras que la capacidad de deformación a tracción en las barras con empalmes mecánicos se redujo (ver Figura 6 - 15). Esta reducción de la deformación de las barras produjo una falla por balanceo y no una falla por compresión del hormigón. Por otro lado, se concluye que la rehabilitación del muro RW2-S2.5-R tampoco logró el objetivo de la rehabilitación de aumentar la capacidad de deformación del muro. Esto se debe a que en el muro RW2-S2.5-R se transfirió la falla desde la zona inferior a una zona superior de la rehabilitación.

La Figura 8 - 4b compara las envolventes del muro original RW3-S2.5 con las envolventes de los muros rehabilitados RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R. La figura muestra que, en dirección positiva, δ_u de RW4-S2.5-R fue 2% y 8% mayor que δ_u de RW3-S2.5 y RW3-S2.5-R, respectivamente. Si bien δ_u del muro RW4-S2.5-R fue mayor que δ_u de los muros RW3-S2.5 y RW3-S2.5-R, se concluye que la rehabilitación de los muros RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R tampoco cumplieron con el objetivo de aumentar satisfactoriamente la capacidad de deformación de los muros. Esto debido a que se aumentó la capacidad de deformación a compresión en el hormigón mediante confinamiento, mientras que la capacidad de deformación a tracción en las barras ancladas con epóxico se redujo (ver Figura 6 - 18). Esta reducción generó una falla a tracción en las barras de refuerzo longitudinal de borde empalmadas mecánicamente y ancladas con epóxico.

Finalmente, la Figura 8 - 4c compara las envolventes del muro original RW5-S1.75 con las envolventes de los muros rehabilitados RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R. La figura muestra que, en dirección positiva, δ_u de RW5-S1.75-R fue 10% y 33% mayor que δ_u de RW5-S1.75 y RW6-S1.75-R, respectivamente. Si bien δ_u del muro RW5-S1.75-R fue mayor que δ_u de los muros RW5-S1.75 y RW6-S1.75-R, se concluye que la rehabilitación de los muros RW5-S1.75-R y RW6-S1.75-R tampoco cumplieron con el objetivo de aumentar satisfactoriamente la capacidad de deformación del muro. Esto debido a que en el muro RW5-S1.75-R se aumentó la capacidad de deformación a compresión en el hormigón mediante confinamiento, mientras que la capacidad de deformación a tracción en las barras ancladas con epóxico se redujo (ver Figura 6 - 18). Esta reducción generó una falla a tracción en las barras de refuerzo longitudinal de borde empalmadas mecánicamente y ancladas con epóxico. Finalmente, el muro RW6-S1.75-R fue el único muro rehabilitado que tuvo una reducción significativa de la capacidad de deformación. Esta reducción se atribuye a la falla por tensión diagonal de RW6-S1.75-R que fue causada por el aumento de la resistencia a la flexión sin un aumento apropiado de la resistencia al corte (ver Tabla 6 - 1).

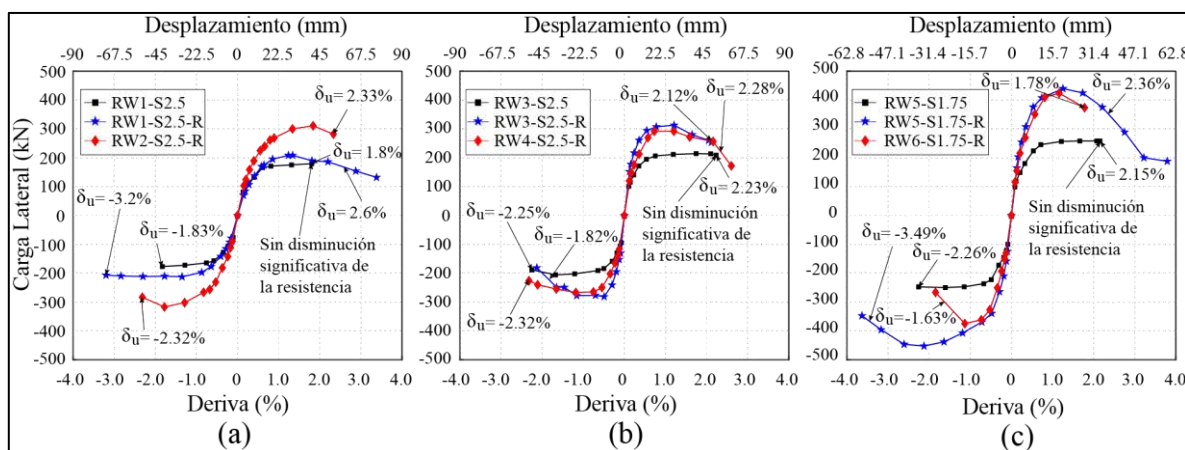


Figura 8 - 4. Envolventes de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.

8.5 Rigidez y ductilidad

Esta sección compara la rigidez efectiva y la ductilidad de los muros rehabilitados con las de los muros originales. La rigidez efectiva (K_e) y la deriva de fluencia (δ_y) de los muros originales y rehabilitados se obtiene con una relación constitutiva bilineal de las envolventes de la Figura 8 - 4. Esta relación constitutiva bilineal se construye igualando las áreas bajo las curvas (Figura 8 - 5). Para determinar las relaciones constitutivas bilineales en esta sección se utilizó la deriva de resistencia máxima (δ_m) y no la deriva última (δ_u), que se utilizó en la sección 5.4). Utilizar δ_u para obtener la relación constitutiva bilineal en los muros rehabilitados genera fuerzas de fluencia mayores a la resistencia máxima, lo cual no es permitido por FEMA 356 [62]. Finalmente, la ductilidad de los muros se obtiene con $\mu_\delta = \delta_u/\delta_y$ [52], [86].

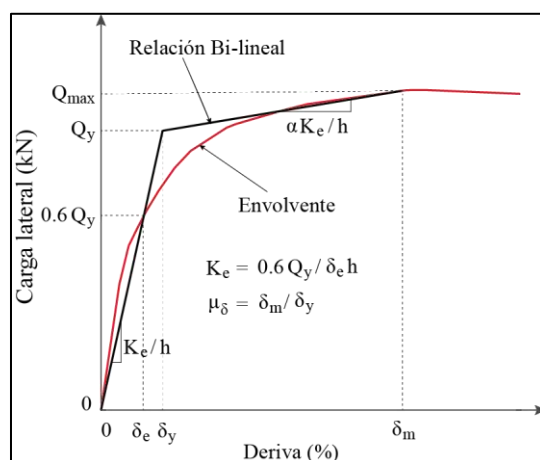


Figura 8 - 5. Relación bi-lineal para la relación constitutiva de muros rehabilitados y originales.

La Tabla 8 - 3 resume la rigidez efectiva (K_e), la deriva de fluencia (δ_y), la deriva máxima (δ_m) y el factor de ductilidad (μ) para los seis muros rehabilitados y los tres muros originales. En la dirección positiva, la rigidez efectiva de RW2-S2.5-R fue un 3% y un 40% mayor que la de RW1-S2.5 y RW1-S2.5-R, respectivamente. Esto se debe a que el muro RW2-S2.5-R tuvo una mayor sección transversal que el muro original RW1-S2.5 y al muro rehabilitado RW1-S2.5-R. RW1-S2.5-R fue el único muro rehabilitado que exhibió una rigidez efectiva menor que el muro original correspondiente (RW1-S2.5). Esto se debe a que la sección transversal del muro RW1-S2.5-R fue semejante a la del muro original RW1-S2.5, pero con grietas existentes en el alma. Además, RW1-S2.5 y RW2-S2.5-R tuvieron una deriva de fluencia más alta que la de RW1-S2.5. La ductilidad de RW1-S2.5 fue un 2% y un 18% mayor que la de RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R, respectivamente. Mientras que, en la dirección de carga negativa, la ductilidad de RW1-S2.5-R fue un 34% y un 76% mayor que RW1-S2.5 y RW2-S2.5-R. Se puede concluir que las técnicas de rehabilitación utilizadas en los muros RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R no fueron capaces de mostrar un aumento consistente en la ductilidad, con respecto al muro original RW1-S2.5. Finalmente, la significativa diferencia entre la ductilidad para la dirección de carga positiva y negativa para el muro RW1-S2.5-R, se debe a que el deslizamiento de las barras en los empalmes mecánicos ($\emptyset 12$) fue mayor en uno de los bordes del muro.

La Tabla 8 - 3 muestra que la rigidez efectiva en la dirección positiva de RW3-S2.5-R fue 43% y 28% mayor que la de RW3-S2.5 y RW4-S2.5-R, respectivamente. Esto se debe a que el muro RW3-S2.5-R tuvo una mayor sección transversal que el muro original RW3-S2.5 y al muro rehabilitado RW4-S2.5-R. Adicionalmente, el muro rehabilitado RW4-S2.5-R mostró una deriva de fluencia mayor que los muros RW3-S2.5 y RW3-S2.5-R. La ductilidad de RW3-S2.5 fue 5% y 14% mayor que la de RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R, respectivamente. Mientras que, en la dirección de carga negativa, la ductilidad de RW3-S2.5-R fue 2% y 51% mayor que RW3-S2.5 y RW4-S2.5-R. Se puede concluir que las técnicas de rehabilitación utilizadas en los muros RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R no fueron capaces de aumentar consistentemente la ductilidad, con respecto al muro original RW3-S2.5. Finalmente, la significativa diferencia entre la ductilidad para la dirección de carga positiva y negativa del muro RW3-S2.5-R, se debe a que el deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de

borde ($\emptyset 10$) y el deslizamiento de las barras en los empalmes mecánicos ($\emptyset 12$) fue mayor en uno de los bordes del muro.

Finalmente, la rigidez efectiva en la dirección positiva del muro rehabilitado RW5-S1.75-R fue 50% y 15% mayor que la de RW5-S1.75 y RW6-S1.75-R, respectivamente. Esto se debe a que el muro RW5-S1.75-R tuvo una mayor sección transversal que el muro original RW5-S1.75 y al muro rehabilitado RW6-S1.75-R. Adicionalmente, el muro rehabilitado RW6-S1.75-R mostró una deriva de fluencia mayor que los muros RW5-S1.75 y RW5-S1.75-R. La ductilidad de RW5-S1.75-R en la dirección de carga positiva fue 7% y 43% mayor que la de RW5-S2.5 y RW6-S1.75-R, respectivamente. Mientras que, en la dirección de carga negativa la ductilidad de RW5-S1.75-R fue 20% y 188% mayor que la de RW5-S1.75 y RW6-S1.75-R, respectivamente. Es importante señalar que la ductilidad de RW6-S1.75-R (en ambas direcciones) fue significativamente menor que la del muro original RW5-S1.75. Por lo tanto, la adición de elementos de borde en el muro corto fue perjudicial para la ductilidad. Se puede concluir que la técnica de rehabilitación y el modo de comportamiento del muro RW5-S1.75-R fueron capaces de generar un aumento significativo en la ductilidad, con respecto al muro original RW5-S1.75 y al muro rehabilitado RW6-S1.75-R. Finalmente, la significativa diferencia entre la ductilidad para la dirección de carga positiva y negativa para el muro RW5-S1.75-R, se debe al deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de borde ($\emptyset 10$) y el deslizamiento de las barras en los empalmes mecánicos ($\emptyset 12$) fue mayor en uno de los bordes del muro.

Tabla 8 - 3. Rigidez efectiva, deriva máxima y ductilidad.

Muro	Dirección de carga positiva				Dirección de carga negativa			
	K_e (kN/mm)	δ_y (%)	δ_u (%)	μ	K_e (kN/mm)	δ_y (%)	δ_u (%)	μ
RW1-S2.5	24.4	0.28	1.80*	6.5*	27.3	0.24	-1.83	7.6*
RW1-S2.5-R	18.0	0.41	2.59	6.4	21.7	-0.31	-3.20	10.2
RW2-S2.5-R	25.2	0.42	2.33	5.5	26.5	-0.40	-2.32	5.8
RW3-S2.5	36.4	0.23	2.23	9.8	46.8	-0.16	-2.25	13.7
RW3-S2.5-R	52.0	0.23	2.12	9.3	62.7	-0.13	-1.81	14.0
RW4-S2.5-R	40.6	0.26	2.28	8.6	40.0	-0.25	-2.32	9.3
RW5-S1.75	52.7	0.27	2.15	8.1	59.1	-0.23	-2.26	9.8
RW5-S1.75-R	78.8	0.27	2.36	8.7	73.5	-0.30	-3.49	11.8
RW6-S1.75-R	68.3	0.29	1.78	6.1	52.2	-0.39	-1.62	4.1

8.6 Degradación de resistencia

Esta sección analiza los resultados de la degradación de resistencia los muros rehabilitados y originales. La degradación de resistencia de un elemento estructural se calcula como la razón entre la resistencia del primer ciclo de carga y la resistencia del segundo o tercer ciclo de carga [96]. El coeficiente de degradación de la resistencia (λ_i) se determinó de acuerdo con las directrices chinas para pruebas sísmicas de edificios [97], [98] definidas como F_i^3/F_i^1 donde F_i^1 , F_i^3 son los picos de resistencia lateral del primer y tercer ciclo, respectivamente, para el nivel de desplazamiento i .

La Figura 8 - 6 muestra la comparación de la degradación de resistencia de los muros rehabilitados y los muros originales. La figura muestra que los coeficientes de degradación de la resistencia de los muros rehabilitados y originales son cercanos a 1.0, hasta una deriva de $\pm 0.5\%$. Para relaciones de deriva mayores a $\pm 0.5\%$ se observa que los coeficientes de degradación de la resistencia de los muros rehabilitados fueron menores que de los muros originales. La Figura 8 - 6a muestra un comportamiento asimétrico del coeficiente de degradación de resistencia de RW1-S2.5-R para relaciones de deriva superiores a $\pm 1.0\%$. Este comportamiento asimétrico fue inducido por el comportamiento de balanceo asimétrico observado en el ensayo. Se puede concluir que la mayor degradación de fuerza que se presentó en la dirección de carga positiva para RW1-S2.5-R, fue debida a un mayor deslizamiento de las barras en los empalmes mecánicos ($\emptyset 12$) en el lado oeste del muro.

La Figura 8 - 6b muestra que los coeficientes de degradación de resistencia de los muros rehabilitados RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R fueron más bajos que los de RW3-S2.5 para relaciones de deriva superiores a $\pm 0.75\%$. Esta degradación en los muros rehabilitados se debe al inicio del comportamiento de balanceo observado en los ensayos. La figura también muestra un comportamiento asimétrico del coeficiente de degradación de resistencia para RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R para relaciones de deriva superiores a $\pm 1.25\%$ y $\pm 1.20\%$, respectivamente. Se puede concluir que la mayor degradación de resistencia que se observó en la dirección de carga positiva y negativa para RW4-S2.5-R y RW3-S2.5-R, respectivamente, se debió al mayor deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de borde ($\emptyset 10$) y al mayor deslizamiento de las barras en los empalmes mecánicos ($\emptyset 12$) en el lado este para RW3-S2.5-R y para el lado oeste para RW4-S2.5-R.

Finalmente, la Figura 8 - 6c muestra que el coeficiente de degradación de resistencia de RW5-S1.75-R (que también exhibió un comportamiento de balanceo) también fue asimétrico para relaciones de deriva superiores a $\pm 0.75\%$. Se puede concluir que la mayor degradación de resistencia que se presentó en la dirección de carga positiva de RW5-S1.75-R, se debió al mayor deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de borde ($\emptyset 10$) y al mayor deslizamiento de las barras en los empalmes mecánicos ($\emptyset 12$) en el lado oeste del muro.

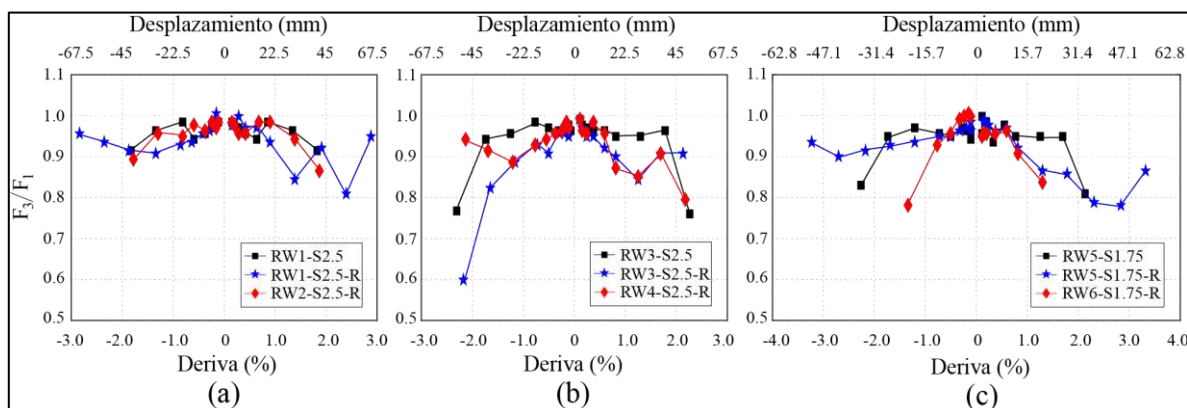


Figura 8 - 6. Degradación de resistencia de los ensayos de los tres muros originales y seis muros rehabilitados.

8.7 Estimación analítica de resistencia y capacidad de deformación de los muros rehabilitados

En esta sección se determina la resistencia y la capacidad de deformación de los muros rehabilitados usando procedimientos definidos en ACI 318-19 [76] y Moehle J. [16], respectivamente. Estos resultados se comparan con los resultados obtenidos en la campaña experimental de los muros rehabilitados. Además, la resistencia obtenida siguiendo ACI 318-19 [76] se aplica para dos campañas experimentales de muros rehabilitados con técnicas semejantes a las utilizadas en este estudio. Esto con el objetivo de generar una base de datos y validar el procedimiento de ACI para estimar la resistencia en muros rehabilitados.

8.7.1 Resistencia según ACI 318-19

La Tabla 8 - 4 muestra el promedio (entre positivo y negativo) de la resistencia máxima experimental (F_{mpr}) y la estimación de la resistencia utilizando el procedimiento definido en ACI 318-19 [76] de los seis muros rehabilitados ensayados en este estudio. La tabla incluye los resultados de cinco muros rehabilitados y ensayados por Choi et al. [83]

(identificados con la letra "D" y seguidos del número del muro), y dos muros rehabilitados y ensayados por Motter et al. [49] (identificados con la letra "M" y seguidos del número del muro). Los muros rehabilitados por Choi et al. y Motter et al. fueron elegidos porque las técnicas de rehabilitación, la relación $M/(Vl_w)$, la configuración de los ensayos y el protocolo de carga fueron similares a los de este estudio. Estas técnicas de rehabilitación incluyeron reposición de hormigón, reposición y colocación de nuevo refuerzo mediante la utilización de empalmes mecánicos y anclaje al hormigón con la utilización de epóxico.

Para todos los muros la resistencia estimada a flexión ($V@M_n$) y la resistencia estimada a corte (V_n) se calcularon para todos los muros utilizando ACI 318-19 [76]. Los valores de $V@M_n$ y V_n para todos los muros se determinaron como se describe en la sección 6.1. La tabla también muestra la relación entre la resistencia estimada a flexión y a corte ($V@M_n/V_n$), y la relación entre la resistencia máxima promedio experimental y la mínima resistencia estimada (V_{min}).

La Tabla 8 - 4 muestra que los valores de $V@M_n/V_n$ fueron inferiores a 1.0 en todos los muros rehabilitados, excepto en RW6-S1.75-R (1,11). Esta relación es consistente con el comportamiento controlado por cortante observado en el muro RW6-S1.75-R, el cual se debió a que la técnica de rehabilitación utilizada aumento la resistencia a flexión sin un adecuado incremento de la resistencia a corte. Además, los valores de F_{mpr}/V_{min} fueron inferiores a 1.0 para cinco muros rehabilitados (RW3-S2.5-R, RW4-S2.5-R, D19 Serie C, D19 Serie H y D19 Serie S). La menor resistencia experimental en los muros rehabilitados fue causada por empalmes y anclajes inadecuados del refuerzo a tracción en los bordes (RW3-S2.5-R, RW4-S2.5-R) o aplastamiento prematuro del núcleo de concreto en los bordes (D19 Serie C, D19 Serie H y D19 Serie S). Finalmente, la media (γ_m) y la desviación estándar (γ_s) de las relaciones entre el promedio de la resistencia máxima experimental y la mínima resistencia estimada de todos los muros fue 1,06 y 0,15, respectivamente. Estos valores son comparables a los obtenidos en columnas rehabilitadas [82], [99].

Tabla 8 - 4. Comparación entre resistencia máxima promedio experimental y estimación de resistencia a flexión y corte según ACI 318-19.

Investigación	Muro	F_{mpr} (kN)	$V@M_n$ (kN)	V_n (kN)	$V@M_n/V_n$	F_{mpr}/V_{min}
Moscoso	RW1-S2.5-R	210.5	161.8	306.5	0.53	1.30
	RW2-S2.5-R	314.0	258.4	324.6	0.80	1.22
	RW3-S2.5-R	297.0	330.2	665.4	0.50	0.90
	RW4-S2.5-R	279.5	293.7	355.4	0.83	0.95
	RW5-S1.75-R	446.0	401.4	592.3	0.68	1.11
	RW6-S1.75-R	399.5	372.4	336.5	1.11	1.19
Choi	D16 Series C	486.1	486.3	899.0	0.54	1.00
	D16 Series H	491.2	486.3	899.0	0.54	1.01
	D19 Series C	655.8	697.6	904.4	0.77	0.94
	D19 Series H	592.0	697.6	904.4	0.77	0.85
	D19 Series S	627.2	697.6	904.4	0.77	0.90
Motter	M5-R	208.4	177.0	376.1	0.47	1.18
	M6-R	212.0	174.0	362.3	0.48	1.22
					γ_m	1.06
					γ_s	0.15

Nota: γ_m y γ_s son la media y la desviación estándar, respectivamente, de las relaciones entre los resultados experimentales y predichos.

8.7.2 Estimación analítica de la capacidad de deformación de los muros rehabilitados

En esta sección se determina la capacidad de deformación de seis los muros rehabilitados considerando las deformación de flexión, corte y la deformación debido al deslizamiento de adherencia [16]. Estos resultados se comparan con los resultados obtenidos en la campaña experimental de los seis muros rehabilitados. Para la determinación de la capacidad de deformación se considera el aporte de la deformación de flexión, de corte y de deslizamiento de adherencia, de manera semejante a la descrita en la sección 5.6.

Para la determinación de la deformación de flexión se utilizó la relación momento curvatura de la sección. Esta se determinó mediante un modelo de fibras usando relaciones constitutivas de hormigón confinado, no confinado y de acero de refuerzo. El hormigón confinado corresponde al hormigón de los bordes confinados en los muros rehabilitados con adición de elemento de borde y aumento de espesor. El hormigón no confinado corresponde al hormigón de las zonas donde no se rehabilito (Figura 5 - 11a). El acero de refuerzo corresponde al refuerzo de 12 mm reemplazado con empalmes mecánicos, al de 10 mm del

refuerzo longitudinal adicional colocado en cada borde y al refuerzo adicional vertical distribuido de 8 mm (en los muros rehabilitados con aumento de espesor). Las relaciones constitutivas del hormigón y acero se obtuvieron a partir de los resultados de los ensayos de hormigón y acero de refuerzo (Tabla 3 - 3, Tabla 3 - 4, Tabla 6 - 3, Tabla 6 - 4). La Figura 8 - 7 muestra las relaciones constitutivas del hormigón confinado y del acero de refuerzo usados en la rehabilitación. Estas relaciones constitutivas y las definidas en la sección 5.6 se usaron para la determinación de la relación momento curvatura de los muros rehabilitados.

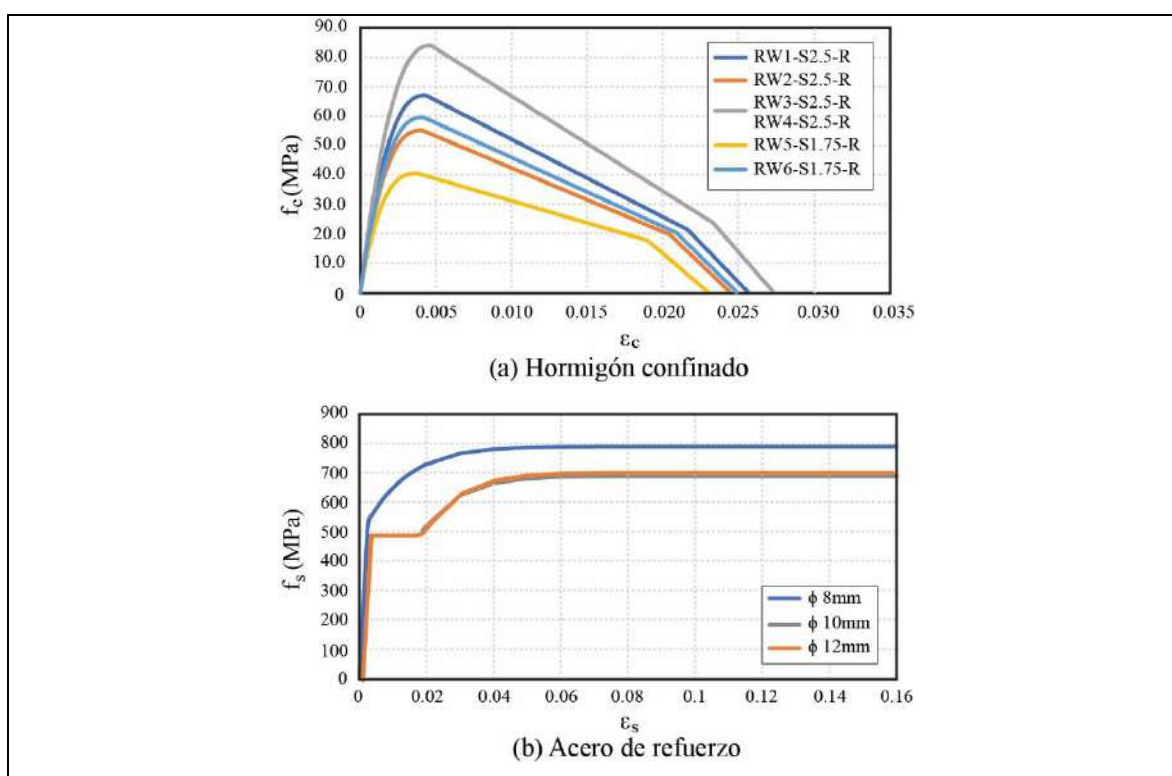


Figura 8 - 7. Relaciones constitutivas de hormigón confinado y acero de refuerzo.

La Figura 8 - 8 muestra las relaciones momento-curvatura de los seis muros rehabilitados utilizando las relaciones constitutivas de la Figura 8 - 7 y de la Figura 5 - 11. Para obtener la relación momento curvatura de cada muro se consideró la carga axial aplicada en cada ensayo (Tabla 6 - 1). A partir de la relación momento curvatura se obtuvo la curvatura de fluencia y última (Figura 8 - 8). La curvatura de fluencia para RW1-S2.5-R corresponde al instante en el cual el refuerzo longitudinal de borde (ϕ 12mm) con empalmes mecánicos alcanzan la deformación máxima medida ($\epsilon_y = 0.126\%$, sección 6.4). La curvatura de fluencia los cinco muros restantes corresponden al instante en el cual el refuerzo longitudinal adicional colocado en cada borde (ϕ 10mm) alcanzan la deformación máxima medida ($\epsilon_y = 0.067\%$,

sección 6.4). Por otro lado, la curvatura última se definió como el instante en el cual el núcleo del hormigón del borde confinado alcanza una deformación unitaria de compresión 0.009 en el hormigón.

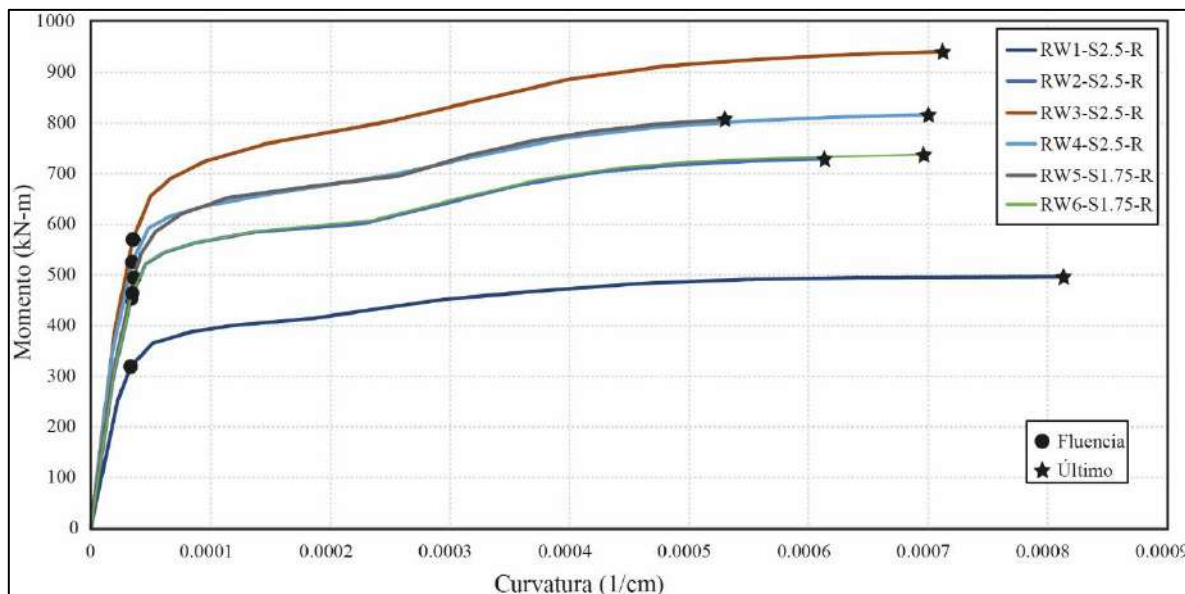


Figura 8 - 8. Relación momento-curvatura de los seis muros rehabilitados.

Una vez definido los diagramas momento-curvatura para los muros rehabilitados y la idealización de la variación de la curvatura en la altura del muro (como se describe en la sección 5.6) se puede obtener la deformación de flexión de cada uno de los muros. La deformación analítica de flexión en fluencia ($\delta_{f,y}$) se estima con la ecuación (5.3) y la deformación analítica de flexión última ($\delta_{f,u}$) se estima con la ecuación (5.4). El procedimiento para la determinación de la deformación por flexión en los muros rehabilitados es equivalente a la de los muros originales descrito en la sección 5.6.

Para la determinación de la deformación de corte se idealizó los muros como un material isotrópico homogéneo con módulo de cortante constante (como se describe en la sección 5.6). La deformación de corte (δ_v) se estima con la ecuación (5.5). El procedimiento para la determinación de la deformación de corte en los muros rehabilitados es semejante a la de los muros originales descrito en la sección 5.6. La diferencia es que en los muros rehabilitados los valores de A_v y de f'_c (utilizado para determinar E_c) corresponden al promedio ponderado de área y de resistencias del hormigón del alma. Tal como se describe en la sección 6.1.

Para la determinación de la deformación de deslizamiento de adherencia se plantea que el refuerzo de borde transfiere la fuerza de tracción de adherencia al hormigón circundante (como se describe en la sección 5.6). La deformación de deslizamiento de adherencia (δ_s) se estima con la ecuación (5.6). El procedimiento para la determinación de la deformación de deslizamiento de adherencia en los muros rehabilitados es semejante a la de los muros originales descrito en la sección 5.6 con la diferencia que en los muros rehabilitados los valores de d_b , $f_{s,max}$ y de f'_c (utilizado para determinar $\bar{u}$) corresponden al diámetro del nuevo refuerzo longitudinal de borde (10 mm), la tensión máxima promedio registrado en los ensayos de las barras $\phi 10$ (sección 6.4) y a la resistencia del hormigón utilizado en la rehabilitación (sección 6.1), respectivamente.

La Tabla 8 - 5 compara las deformaciones de fluencia analíticas con las deformaciones de fluencia medidas experimentalmente en los muros rehabilitados. La tabla muestra para cada muro la deformación analítica de corte en fluencia ($\delta_{v,y}$), la deformación analítica de deslizamiento de adherencia en fluencia ($\delta_{s,y}$), la deformación analítica de flexión en fluencia ($\delta_{f,y}$), la deformación total analítica en fluencia ($\delta_{a,y} = \delta_{f,y} + \delta_{v,y} + \delta_{s,y}$) y la deformación experimental en fluencia ($\delta_{e,y}$). La tabla también muestra la deriva correspondiente a la deformación total analítica en fluencia, la deriva de la deformación experimental en fluencia y la relación $\delta_{e,y}/\delta_{a,y}$. Por último, la tabla muestra la resistencia analítica estimada en fluencia ($V_{a,y}$), la resistencia experimental en fluencia ($V_{e,y}$) y la relación $V_{e,y}/V_{a,y}$. Además, se presentan la media (γ_m) y la desviación estándar (γ_s) de las relaciones entre los resultados experimentales y los analíticos.

Los resultados de la Tabla 8 - 5 muestran que la estimación analítica de la deformación en fluencia y la deformación experimental en fluencia presentan variación considerable ($\gamma_s = 0.69$). Adicionalmente, los resultados muestran que el promedio de la estimación analítica de la resistencia en fluencia es 5% menor a la resistencia experimental en fluencia ($\gamma_m = 1.05$).

Tabla 8 - 5. Comparación de capacidad de deformación y resistencia en fluencia, analítica y experimental de los muros rehabilitados.

Muro	Analítico						Experimental			$\frac{\delta_{e,y}}{\delta_{a,y}}$	$\frac{V_{e,y}}{V_{a,y}}$
	$\delta_{v,y}$ (mm)	$\delta_{s,y}$ (mm)	$\delta_{f,y}$ (mm)	$\delta_{a,y}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{a,y}$ (kN)	$\delta_{e,y}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{e,y}$ (kN)		
RW1-S2.5-R	0.3	1.2	5.6	7.1	0.32%	141.2	-	-	-	-	-
RW2-S2.5-R	0.4	1.3	5.7	7.5	0.33%	201.0	18.0	0.80%	257.7	2.40	1.28
RW3-S2.5-R	0.2	1.1	5.9	7.3	0.32%	252.5	7.3	0.32%	249.2	1.00	0.99
RW4-S2.5-R	0.4	1.1	5.8	7.3	0.32%	232.8	11.2	0.50%	234.5	1.53	1.01
RW5-S1.75-R	0.3	1.2	3.0	4.4	0.20%	314.1	3.9	0.25%	251.1	0.88	0.80
RW6-S1.75-R	0.4	0.9	2.8	4.1	0.18%	294.8	9.1	0.58%	352.0	2.22	1.19
γ_m										1.61	1.05
γ_s										0.69	0.19

Nota: γ_m y γ_s son la media y la desviación estándar, respectivamente, de las relaciones entre los resultados experimentales y analíticos.

La Tabla 8 - 6 compara las deformaciones últimas analíticas con las deformaciones últimas medidas experimentalmente en los muros rehabilitados. Los parámetros de la tabla son equivalentes a la tabla anterior, pero corresponden al instante de deformación última en vez del instante de fluencia. Los resultados muestran que la relación entre la deformación experimental última y la deformación total analítica última da valores de γ_m y γ_s de 0.90 y 0.33, respectivamente. La estimación analítica de deformación entrega valores mayores a los experimentales, a excepción del muro RW5-S1.75-S. Adicionalmente, la relación promedio $\gamma_m = 0.9$ de los muros rehabilitados, es significativamente menor a la relación promedio $\gamma_m = 2.67$ de los muros originales (ver Tabla 5-7). La baja relación γ_m de los muros rehabilitados, en comparación con la relación de los muros originales, se explica por modo de falla diferente que tuvieron los muros rehabilitados. La falla por deslizamiento de adherencia observada en los ensayos de cuatro de los muros rehabilitados no permitió desarrollar la curvatura última de flexión de estos muros.

Finalmente, la Tabla 5 - 7 muestra que los valores de γ_m y γ_s para la relación de resistencias experimental y analítica son 0.72 y 0.12, respectivamente. La menor resistencia experimental de los muros rehabilitados (γ_m menor que 1.0) se debe a que estos no pudieron alcanzar la resistencia máxima flexural debido al modo de falla que presentaron.

Tabla 8 - 6. Comparación de capacidad de deformación y resistencia última, analítica y experimental de los muros rehabilitados.

Muro	Analítico						Experimental			$\frac{\delta_{e,u}}{\delta_{a,u}}$	$\frac{V_{e,u}}{V_{a,u}}$
	$\delta_{v,u}$ (mm)	$\delta_{s,u}$ (mm)	$\delta_{f,u}$ (mm)	$\delta_{a,u}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{a,u}$ (kN)	$\delta_{e,u}$ (mm)	Deriva (%)	$V_{e,u}$ (kN)		
RW1-S2.5-R	2.8	2.5	69.6	74.9	3.33%	220.0	65.3	2.90%	186.8	0.87	0.85
RW2-S2.5-R	4.4	2.7	56.0	63.0	2.80%	323.2	52.3	2.32%	282.6	0.83	0.87
RW3-S2.5-R	2.3	2.2	66.7	71.2	3.17%	417.5	44.3	1.97%	239.1	0.62	0.57
RW4-S2.5-R	4.0	2.1	60.6	66.8	2.97%	362.0	51.7	2.30%	229.7	0.77	0.63
RW5-S1.75-R	2.8	2.4	24.4	29.6	1.32%	512.5	46.0	2.93%	356.9	1.55	0.70
RW6-S1.75-R	3.9	1.8	30.2	35.9	1.59%	468.6	26.7	1.70%	336.6	0.75	0.72
γ_m										0.90	0.72
γ_s										0.33	0.12

Nota: γ_m y γ_s son la media y la desviación estándar, respectivamente, de las relaciones entre los resultados experimentales y analíticos.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se presenta un estudio experimental que busca determinar la capacidad sísmica residual de muros de HA con daño sísmico inicial y la capacidad sísmica de muros de HA rehabilitados. El aporte a la información experimental incluyó nueve ensayos en seis muros de HA con y sin daño previo, con el fin de determinar la capacidad sísmica residual. Los seis muros dañados en la primera etapa de esta investigación fueron rehabilitados con dos técnicas de rehabilitación distintas. Estos seis muros rehabilitados fueron ensayados de manera semejante a los muros originales para poder determinar la efectividad de las técnicas de rehabilitación. A continuación, se resumen las principales conclusiones de la campaña experimental de capacidad sísmica residual y la campaña experimental de muros rehabilitados.

9.1 Capacidad Sísmica Residual

En la campaña experimental de capacidad sísmica residual se ensayaron seis muros de HA siguiendo la metodología definida por el FEMA 306 [52]. Los resultados de los ensayos permitieron estimar la capacidad sísmica residual utilizando los siguientes parámetros: anchos de grieta residual, el nivel de daño, el patrón de grieta al final del protocolo de carga y los factores de reducción de rigidez efectiva, resistencia máxima y la capacidad de deriva. Adicionalmente, estos parámetros se compararon con los propuestos por el FEMA 306 [52] y el FEMA 307 [81]. A partir de los resultados experimentales de estos seis muros se obtienen las siguientes conclusiones sobre la capacidad sísmica residual de muros estructurales sin confinamiento de bordes:

Los seis muros originales mostraron un comportamiento dominado por flexión y la influencia del corte en los muros cortos (RW5-S1.75 y RW6-S1.75) fue mayor que en los muros esbeltos. Para los muros ensayados bajo el protocolo de carga sin daño, el inicio de la fluencia del refuerzo longitudinal de borde se identificó para relaciones de deriva que oscilaron entre 0.22% y 0.31%. La deriva lateral máxima de los muros esbeltos varió entre 2.20% y 2.53%, a excepción de RW1-S2.5 que no se ensayó hasta la falla. La deriva lateral máxima de los muros cortos varió entre 2.15% y 2.57%.

Los resultados de los nueve ensayos realizados en los seis muros mostraron que la energía disipada acumulada de los ensayos en los muros con daño previo fue semejante a la de los ensayos de los muros sin daño previo. Además, la relación de amortiguamiento viscoso de los ensayos de los muros con daño previo no presentó variaciones significativas respecto a la relación de los ensayos de los muros sin daño.

Se determinó que la ductilidad de deriva alcanzada en RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U, fue entre 54% y 73% menor que la ductilidad de deriva alcanzada en RW1-S2.5-U, RW3-S2.5-U y RW5-S1.75-U. La reducción de la ductilidad de deriva alcanzada se atribuye al aumento de la deriva de fluencia de los muros ensayados con daño previo y no a una disminución de la capacidad de deformación de dichos muros.

Los anchos de grieta residual medidos en RW2-S2.5-U, RW4-S2.5-U y RW6-S1.75-U fueron solo el 6% del ancho de grieta sugerido por el FEMA 306 para los niveles de gravedad de daños identificados. Por lo cual el ancho de la grieta sugerido por el FEMA 306 para definir los niveles de gravedad del daño en muros debe ser revisado.

El procedimiento realizado mediante DIC para determinación del espesor de grietas en los muros presentó ligeras diferencias (menores o iguales a 0.1 mm) con respecto a los espesores de grietas medidos con el medidor de grietas al final de cada protocolo de carga. Se confirma que el procedimiento mediante DIC para la determinación del espesor de grietas es apropiado.

A partir de los resultados y de la observación realizada se pudo determinar que el factor de reducción de rigidez efectiva (λ_K) fue el parámetro que más varió debido al daño previo, lo que concuerda con estudios previos. Los valores de λ_K obtenidos fueron aproximadamente 60% menores que los valores propuestos por FEMA 306. La mayor diferencia del factor de rigidez efectiva fue obtenida para RW2-S2.5, donde $\lambda_K = 0.2$ fue 60 % menor que el valor $\lambda_K = 0.5$ sugerido por FEMA 306.

Los factores de reducción de fuerza máxima (λ_Q) fueron mayores que los propuestos por FEMA 306, excepto para RW4-S1.75, donde el factor obtenido de $\lambda_Q = 0.95$ fue 5% menor que el valor sugerido por FEMA 306 ($\lambda_Q = 1.0$). Este resultado implica que la pérdida de

resistencia de los muros ensayados fue menor a la pérdida de resistencia que sugiere usar FEMA 306 para evaluar muros con daño semejante.

Los factores de reducción de la capacidad de la envolvente de deriva lateral (λ_D) fueron mayores que 1.0 y mayores que los valores propuestos por FEMA 306. Por lo cual los muros con daño previo no mostraron una reducción de la capacidad de deriva lateral.

En base de los resultados obtenidos en la campaña experimental de capacidad sísmica residual se demuestra que los muros de HA con daño previo (leve y moderado) no presentan pérdidas significativas de resistencia ni de capacidad de deformación. Este resultado sugiere que edificios con muros de HA, que han soportado terremotos que generan daños semejantes a los observados en los muros de este trabajo, deberían ser capaces de resistir fuerzas y desplazamientos semejantes a las del edificio sin daño sísmico. Con el fin de recuperar la rigidez en muros de HA, que han soportado terremotos que generan daños semejantes a los observados en los muros de este trabajo, se podría sugerir técnicas de rehabilitación como inyección de grietas. Esta rehabilitación tendría como objetivo recuperar parte de la rigidez inicial.

Los resultados obtenidos en esta campaña experimental contribuyen a mejorar el conocimiento acerca de la capacidad sísmica residual de muros de HA. La limitación principal de este estudio es la baja cantidad de ensayos realizados, lo que permitió evaluar la capacidad sísmica residual de solo dos configuraciones distintas de muros. Para investigaciones futuras se propone realizar diversas campañas experimentales para evaluar la capacidad sísmica residual de muros con distintas características (razón de aspecto, carga axial, espesor, detallamiento, etc) y sometidos a distintos niveles de daño previo. Adicionalmente, para investigaciones futuras se sugiere generar modelos analíticos que representen el comportamiento sísmico de muros de HA con diferentes niveles de daño sísmico. El complemento de resultados experimentales y analíticos aportarán información importante para la actualización y elaboración de códigos que ayuden a evaluar edificios de muros de hormigón armado con diferentes niveles de daño sísmico.

9.2 Capacidad Sísmica de Muros Rehabilitados

Los seis muros de HA ensayados en la etapa previa fueron rehabilitados y ensayados para evaluar su comportamiento. Se utilizaron dos técnicas de rehabilitación: (1) adición de elementos borde y (2) aumento del espesor del muro. Adicionalmente, se aplicaron técnicas adicionales a tres muros con el objetivo de probar la efectividad de las técnicas adicionales. Los resultados experimentales de los muros rehabilitados permiten obtener las siguientes conclusiones:

Los modos de comportamiento observados en los muros rehabilitados fueron distintos al de los muros originales. Los modos de comportamiento de cuatro muros rehabilitados (RW1-S2.5-R, RW3-S2.5-R, RW4-S2.5-R y RW5-S1.75-R) fue el balanceo o rocking en la interfaz muro-base. El modo de comportamiento de balanceo de los cuatro muros se generó por el deslizamiento del refuerzo longitudinal adicional de borde que se ancló en la base y el alargamiento y fractura de las barras con empalmes mecánicos. Este modo de comportamiento se dio a pesar de que los ensayos mostraron que el refuerzo longitudinal de borde (empalmado mecánicamente y anclado con epoxi) en los muros rehabilitados logró desarrollar al menos 1.25 de la tensión de fluencia promedio medida en las barras. El modo de falla de RW2-S2.5-R fue de Flexión/Compresión en la zona superior de los elementos de borde del muro. La falla se produjo en esta zona porque la altura de la rehabilitación no fue la suficiente para generar un modo de falla en la base. Finalmente, el modo de falla de RW6-S1.75-R fue tensión diagonal. Este modo de falla ocurrió porque la rehabilitación incluyó aumento de resistencia a flexión sin un adecuado incremento de la resistencia al corte.

Los ensayos mostraron que las resistencias laterales máximas de todos los muros rehabilitados fueron mayores que las resistencias laterales máximas de los muros originales. Con respecto a la estimación de la resistencia analítica se determinó que los muros RW1-S2.5-R y RW2-S2.5-R presentaron resistencias experimentales 30% y 21% mayores a las resistencias analíticas por flexión, respectivamente. Esta diferencia fue semejante a la obtenida entre la resistencia experimental y analítica de los muros originales. Los muros RW3-S2.5-R y RW4-S2.5-R presentaron resistencias experimentales 10% y 5% menores a las resistencias analíticas por flexión, respectivamente. La menor resistencia experimental en estos muros se debió al deslizamiento prematuro en las barras de refuerzo longitudinal de

borde ancladas con epóxico, lo que generó un modo de comportamiento de balanceo. El muro corto RW5-S1.75-R presentó una resistencia experimental 11% mayor que la resistencia analítica por flexión. La resistencia experimental de este muro fue mayor que la resistencia analítica a flexión a pesar de que el muro tuvo un modo de comportamiento de balanceo. Finalmente, el muro corto RW6-S1.75-R presentó una resistencia experimental 7% mayor que la resistencia analítica de flexión. En este muro se presentó una mayor resistencia experimental respecto a la resistencia analítica al corte concuerda con el modo de falla de tensión diagonal observado. Se concluye que la predicción de las resistencias experimentales mediante la estimación de resistencia analítica del ACI318-19, puede no ser conservadora. Esto ocurre en los casos que el modo de comportamiento del muro rehabilitado incluye deslizamiento prematuro en las barras de refuerzo longitudinal de borde ancladas con epóxico.

Los resultados de los seis muros rehabilitados mostraron que la energía disipada acumulada de los muros rehabilitados fue similar a la de los muros originales, hasta aproximadamente una deriva de 0.75%. Para derivas superiores la energía disipada acumulada de los muros rehabilitados fue mayor que de los muros originales, excepto para el muro RW6-S1.75-R. Además, se determinó que la relación de amortiguamiento viscoso equivalente presenta diferentes tendencias en función del tipo de rehabilitación y del modo de comportamiento.

Los resultados experimentales mostraron también que la capacidad de deformación y la ductilidad de los muros rehabilitados no presentaron incrementos satisfactorios. En cuatro de los seis muros rehabilitados la capacidad de deformación no aumentó debido a la falla prematura en la armadura longitudinal de borde a tracción (con empalmes mecánicos y anclaje epoxi). En los otros dos muros la capacidad de deformación tampoco aumentó debido al cambio en el modo de comportamiento del muro. Adicionalmente, la estimación analítica de la capacidad de deformación de los muros rehabilitados permite corroborar que los tipos de falla observados limitaron la capacidad de deformación. Por lo cual se concluye que las técnicas de rehabilitación usadas no fueron capaces de aumentar la capacidad de deformación ni la ductilidad de los muros.

En base de los resultados obtenidos se demuestra que las rehabilitaciones realizadas en los seis muros de HA incrementaron la resistencia, pero no lograron incrementar la capacidad de

deformación. Adicionalmente, los seis muros rehabilitados presentaron un cambio en el modo de comportamiento. Estos resultados sugieren que edificios con muros de HA rehabilitados con técnicas semejantes a las de este estudio podrían presentar cambios en el modo de comportamiento o daños en otras zonas del edificio. Con el fin de lograr el incremento de la capacidad de deformación de muros rehabilitados se sugiere que el reemplazo del refuerzo longitudinal de los muros garantice por lo menos la deformación última del refuerzo reemplazado. Esta garantía se espera que genere una falla por flexión de los muros y no una falla por balanceo.

Los resultados obtenidos en esta campaña experimental ayudan a mejorar el conocimiento acerca de rehabilitaciones en muros de HA. La limitación principal de esta parte del estudio es la baja cantidad de ensayos realizados, y que los modos de comportamiento observados en cinco de los seis muros fueron no deseados (balanceo y Flexión/Compresión en la zona superior del muro). Para investigaciones futuras se recomienda realizar ensayos experimentales de muros rehabilitados con las mismas técnicas de rehabilitación, pero que permitan demostrar que es posible lograr una falla dúctil de Flexión/Compresión en la base del muro y que es posible aumentar la capacidad de deformación. En particular, se recomienda realizar ensayos de muros rehabilitados con empalmes mecánicos tipo 2 y con longitudes de desarrollo de barras mayores a las utilizadas en este estudio. Adicionalmente, en futuras investigaciones se recomienda realizar análisis analíticos que permitan predecir con precisión la capacidad sísmica de muros de HA rehabilitados con distintas técnicas.

REFERENCIAS

- [1] H. Alwashali, M. Maeda, Y. Ogata, N. Aizawa, and K. Tsurugai, “Residual seismic performance of damaged reinforced concrete walls,” *Eng. Struct.*, vol. 243, p. 112673, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112673.
- [2] R. Jünemann, J. C. de la Llera, M. A. Hube, L. A. Cifuentes, and E. Kausel, “A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake,” *Eng. Struct.*, vol. 82, pp. 168–185, Jan. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.10.014.
- [3] K. J. Elwood *et al.*, “Draft framework for assessing residual capacity of earthquake-damaged concrete buildings,” 2016, Accessed: Mar. 19, 2019. [Online]. Available: [http://www.nzsee.org.nz/db/2016/Papers/O-12 Elwood.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/2016/Papers/O-12%20Elwood.pdf).
- [4] H. Gálvez, M. Hube, and R. Jünemann, “Seismic capacity of damaged Chilean RC wall buildings using a simplified methodology,” in *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai, Japan, 2020*, pp. 3b – 0081.
- [5] S. Sritharan, K. Beyer, R. S. Henry, Y. H. Chai, M. Kowalsky, and D. Bull, “Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications,” *Earthq. Spectra*, vol. 30, no. 1, pp. 307–334, Dec. 2014, doi: 10.1193/021713EQS036M.
- [6] K. Marder, K. J. Elwood, C. J. Motter, and G. C. Clifton, “Post-earthquake assessment of moderately damaged reinforced concrete plastic hinges,” *Earthq. Spectra*, vol. 36, no. 1, pp. 299–321, Feb. 2020, doi: 10.1177/8755293019878192.
- [7] C. E. R. Commission, “Final-Report-Volume-Two-Contents - Royal Commission of Inquiry into Building Failure Caused by the Canterbury Earthquakes,” 2012. Accessed: Jun. 07, 2019. [Online]. Available: <https://canterbury.royalcommission.govt.nz/Final-Report-Volume-Two-Contents>.
- [8] T. A. Tran and J. W. Wallace, “Cyclic testing of moderate-aspect-ratio reinforced concrete structural walls,” *ACI Struct. J.*, vol. 112, no. 6, pp. 653–666, Nov. 2015,

doi: 10.14359/51687907.

- [9] F. Marquis, “A framework for understanding post-earthquake decisions on multi-storey concrete buildings in Christchurch, New Zealand,” Master’s Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 2015.
- [10] H. Santa María, M. A. Hube, F. Rivera, C. Yepes-Estrada, and J. A. Valcárcel, “Development of national and local exposure models of residential structures in Chile,” *Nat. Hazards*, vol. 86, no. 1, pp. 55–79, Aug. 2017, doi: 10.1007/s11069-016-2518-3.
- [11] A. Lemnitzer, L. M. Massone, D. A. Skolnik, J. C. de la Llera Martin, and J. W. Wallace, “Aftershock response of RC buildings in Santiago, Chile, succeeding the magnitude 8.8 Maule earthquake,” *Eng. Struct.*, vol. 76, pp. 324–338, 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.07.003.
- [12] B. Westenenk *et al.*, “Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 11, no. 1, pp. 69–91, Feb. 2013, doi: 10.1007/s10518-012-9404-5.
- [13] K. J. Elwood, “Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 40, no. 8, pp. 759–776, Aug. 2013, doi: 10.1139/cjce-2011-0564.
- [14] T. Nagae *et al.*, “Design implications of large-scale shake-table test on four-story reinforced concrete building,” *ACI Struct. J.*, vol. 112, no. 2, pp. 135–146, 2015, doi: 10.14359/51687421.
- [15] H. Fukuyama and S. Sugano, “Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 22, no. 1, pp. 59–79, Feb. 2000, doi: 10.1016/S0958-9465(99)00042-6.
- [16] J. Moehle, *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education, 2015.
- [17] Park R., “Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing,” 1988.

- [18] Y. Lu, “Seismic Design of Lightly Reinforced Concrete Walls,” vol. 1994, 2017, [Online]. Available: <https://researchspace.auckland.ac.nz/handle/2292/31657>.
- [19] T. Paulay and M. J. N. Priestley, “SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS,” 1992.
- [20] C. ACI 369, *Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-17) and Commentary*. 2017.
- [21] T. Terzioglu, K. Orakcal, and L. M. Massone, “Cyclic lateral load behavior of squat reinforced concrete walls,” *Eng. Struct.*, vol. 160, pp. 147–160, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.024.
- [22] L. M. Massone, P. Bonelli, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, and J. W. Wallace, “Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings,” *Earthq. Spectra*, vol. 28, no. S1, pp. S245–S256, Jun. 2012, doi: 10.1193/1.4000046.
- [23] K. Walsh, R. Henry, G. Simkin, N. Brooke, B. Davidson, and J. Ingham, “Testing of reinforced concrete frames extracted from a building damaged during the canterbury earthquakes,” *ACI Struct. J.*, vol. 113, no. 2, pp. 349–362, 2016, doi: 10.14359/51688198.
- [24] F. Marquis, J. J. Kim, K. J. Elwood, and S. E. Chang, “Understanding post-earthquake decisions on multi-storey concrete buildings in Christchurch, New Zealand,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 15, no. 2, pp. 731–758, Feb. 2015, doi: 10.1007/s10518-015-9772-8.
- [25] W. Y. Kam, S. Pampanin, and K. Elwood, “Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 44, no. 4, pp. 239–278, Dec. 2011, doi: 10.5459/bnzsee.44.4.239-278.
- [26] M. Kupfer *et al.*, “Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile High-Rise Buildings Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile,” 2012. Accessed: Jan. 08, 2019. [Online]. Available: www.ctbuh.org.
- [27] D. Ugalde, D. Lopez-Garcia, and P. F. Parra, “Fragility-based analysis of the

- influence of effective stiffness of reinforced concrete members in shear wall buildings,” *Bull. Earthq. Eng.* 2020 185, vol. 18, no. 5, pp. 2061–2082, Jan. 2020, doi: 10.1007/S10518-020-00786-3.
- [28] L. D. Carpenter *et al.*, “Performance of tall buildings in Viña del Mar in the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake,” *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 20, no. 1, pp. 17–36, Feb. 2011, doi: 10.1002/tal.672.
- [29] J. Sherstobitoff, P. Cajiao, and P. Adebar, “Repair of an 18-story shear wall building damaged in the 2010 Chile earthquake,” *Earthq. Spectra*, vol. 28, no. SUPPL.1, pp. 335–348, 2012, doi: 10.1193/1.4000028.
- [30] J. W. Wallace *et al.*, “Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings,” *Earthq. Spectra*, vol. 28, no. SUPPL.1, 2012, doi: 10.1193/1.4000047.
- [31] J. A. Gallardo, J. C. de la Llera, H. Santa María, and M. F. Chacón, “Damage and sensitivity analysis of a reinforced concrete wall building during the 2010, Chile earthquake,” *Eng. Struct.*, vol. 240, p. 112093, Aug. 2021, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112093.
- [32] M. Maeda and D. E. Kang, “Post-Earthquake Damage Evaluation of Reinforced Concrete Buildings,” *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 7, no. 3, pp. 327–335, 2009, doi: 10.3151/jact.7.327.
- [33] K. J. Marder, C. J. Motter, K. J. Elwood, and G. C. Clifton, “Effects of variation in loading protocol on the strength and deformation capacity of ductile reinforced concrete beams,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 11, pp. 2195–2213, Sep. 2018, doi: 10.1002/eqe.3064.
- [34] H. Gálvez, M. Hube, and R. Jünemann, “Estimación de la capacidad sísmica de edificios dañados usando un método simplificado,” in *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019*, 2019, no. 1, pp. 1–11.
- [35] H. Gálvez, M. Hube, and R. Jünemann, “Seismic Capacity of Chilean Damaged Shear Wall Buildings Using a Simplified Method,” in *NZSEE Annual Technical*

Conference, 2020, p. 124.

- [36] K. Kesner, “ACI 562-16-The ACI Concrete Repair Code,” 2018, doi: 10.1007/978-3-319-59471-2_180.
- [37] M. Polese, M. Di Ludovico, A. Prota, and G. Manfredi, “Residual capacity of earthquake damaged buildings,” in *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisboa, Portugal, 2012, p. 10.
- [38] JBDPA, “Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation. Tokyo,” 2001.
- [39] J. J. Kim, K. J. Elwood, F. Marquis, and S. E. Chang, “Factors influencing post-earthquake decisions on buildings in Christchurch, New Zealand,” *Earthq. Spectra*, vol. 33, no. 2, pp. 623–640, 2017, doi: 10.1193/072516EQS120M.
- [40] C. Alarcon, M. A. Hube, and J. C. de la Llera, “Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries,” *Eng. Struct.*, vol. 73, pp. 13–23, 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.04.047.
- [41] S. Takahashi *et al.*, “Flexural drift capacity of reinforced concrete wall with limited confinement,” *ACI Struct. J.*, vol. 110, no. 1, pp. 95–104, Jan. 2013, doi: 10.14359/51684333.
- [42] M. A. Hube, A. Marihuén, J. C. de la Llera, and B. Stojadinovic, “Seismic behavior of slender reinforced concrete walls,” *Eng. Struct.*, vol. 80, pp. 377–388, Dec. 2014, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2014.09.014.
- [43] P. F. Parra, C. A. Arteta, and J. P. Moehle, “Modeling criteria of older non-ductile concrete frame–wall buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 12, pp. 6591–6620, Aug. 2019, doi: 10.1007/s10518-019-00697-y.
- [44] J. A. Vásquez, R. Jünemann, J. C. de la Llera, M. A. Hube, and M. F. Chacón, “Three-dimensional nonlinear response history analyses for earthquake damage assessment: A reinforced concrete wall building case study,” *Earthq. Spectra*, vol. 37, no. 1, pp. 235–261, 2021, doi: 10.1177/8755293020944180.

- [45] R. Pinho, “Shaking table testing of RC walls,” *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 37, no. 4, pp. 119–142, 2000.
- [46] J. Paterson and D. Mitchell, “Seismic Retrofit of Shear Walls with Headed Bars and Carbon Fiber Wrap,” *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 5, pp. 606–614, May 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:5(606).
- [47] K. I. Christidis, E. Vougioukas, and K. G. Trezos, “Strengthening of non-conforming RC shear walls using different steel configurations,” *Eng. Struct.*, vol. 124, pp. 258–268, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.05.049.
- [48] J. Carvallo and P. Alcaíno, “Behavior of Reinforced Concrete Buildings in Viña del Mar: Lessons of February 27th 2010 Earthquake,” in *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisboa, Portugal, 2012, p. 10.
- [49] C. J. Motter, A. B. Clauson, J. C. Petch, M. A. Hube, R. S. Henry, and K. J. Elwood, “Seismic performance of repaired lightly reinforced concrete walls,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 50, no. 4, pp. 574–585, Dec. 2017, doi: 10.5459/bnzsee.50.4.574-585.
- [50] Juan Pablo Figueroa y Gregorio Riquelme, “Los edificios dañados que aún penan en Santiago : 200 familias sin casa y en litigio con inmobiliarias,” *Ciper Newspaper*, no. 7, pp. 1–22, 2012.
- [51] J. A. Amón Valle, “Estudio experimental del comportamiento sísmico y la capacidad residual en muros esbeltos de hormigón armado,” 2018, Accessed: Apr. 15, 2019. [Online]. Available: <http://repositorio.uc.cl/handle/11534/22207>.
- [52] FEMA 306, “EVALUATION OF EARTHQUAKE DAMAGED CONCRETE AND MASONRY WALL BUILDINGS, FEMA 306, Washington, D.C.,” 1998.
- [53] ATC, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40). Redwood City: ATC (Applied Technology Council).” 1996, [Online]. Available: http://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1052&context=cenv_fac.
- [54] ASCE 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2017.

- [55] C. K. Chiu, H. F. Sung, K. N. Chi, and F. P. Hsiao, "Experimental Quantification on the Residual Seismic Capacity of Damaged RC Column Members," *Int. J. Concr. Struct. Mater.*, vol. 13, no. 1, pp. 1–22, Dec. 2019, doi: 10.1186/s40069-019-0338-z.
- [56] K. Marder, C. Motter, K. J. Elwood, and G. C. Clifton, "Testing of 17 Identical Ductile Reinforced Concrete Beams with Various Loading Protocols and Boundary Conditions," *Earthq. Spectra*, vol. 34, no. 3, pp. 1025–1049, Aug. 2018, doi: 10.1193/101717EQS215DP.
- [57] FEMA 440, "Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response, FEMA P440A, Washington, D.C.," *Fema P440a*, no. June, 2009.
- [58] FEMA-273, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273, Washington, D.C.," 1997, Accessed: Jun. 07, 2019. [Online]. Available: <http://www.scinc.co.jp/nanken/pdf/fema273.pdf>.
- [59] Y. S. Chung, C. K. Park, and C. Meyer, "Residual seismic performance of reinforced concrete bridge piers after moderate earthquakes," *ACI Struct. J.*, vol. 105, no. 1, pp. 87–95, 2008, doi: 10.14359/19072.
- [60] H. M. Madani and K. M. Dolatshahi, "Strength and stiffness estimation of damaged reinforced concrete shear walls using crack patterns," *Struct. Control Heal. Monit.*, vol. 27, no. 4, pp. 1–18, 2020, doi: 10.1002/stc.2494.
- [61] M. Maeda, Y. Nakano, and K. S. Lee, "Post-Earthquake Damage Evaluation for R/C Buildings Based on Residual Seismic Capacity," 2004. Accessed: Mar. 12, 2019. [Online]. Available: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_1179.pdf.
- [62] FEMA 356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Washington, D.C.," vol. 27, no. 4, pp. 685–692, 2000, doi: 10.2514/1.11156.
- [63] A. E. Fiorato, R. G. Oesterle, and W. G. Corley, "BEHAVIOR OF EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURAL WALLS BEFORE AND AFTER REPAIR.," *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 80, no. 5, pp. 403–413, Sep. 1983, doi: 10.14359/10864.
- [64] M. Taghdi, M. Bruneau, and M. Saatcioglu, "Analysis and Design of Low-Rise

- Masonry and Concrete Walls Retrofitted Using Steel Strips,” *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 9, pp. 1026–1032, 2000, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2000)126:9(1026).
- [65] M. Haroun, G. Pardoen, H. Bhatia, S. Shahi, and R. Kazanjy, “Structural behavior of repaired pier walls,” *ACI Struct. J.*, vol. 97, no. 2, pp. 259–267, 2000.
- [66] F. J. Vecchio, O. A. Haro de la Peña, F. Bucci, and D. Palermo, “Behavior of repaired cyclically loaded shearwalls,” *ACI Struct. J.*, vol. 99, no. 3, pp. 327–334, 2002, doi: 10.14359/11916.
- [67] K. K. Antoniadis, T. N. Salonikios, and A. J. Kappos, “Cyclic tests on seismically damaged reinforced concrete walls strengthened using fiber-reinforced polymer reinforcement,” *ACI Struct. J.*, vol. 100, no. 4, pp. 510–518, 2003, doi: 10.14359/12660.
- [68] A. Marini and A. Meda, “Retrofitting of R/C shear walls by means of high performance jackets,” *Eng. Struct.*, vol. 31, no. 12, pp. 3059–3064, 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.08.005.
- [69] B. Li and C. L. Lim, “Tests on Seismically Damaged Reinforced Concrete Structural Walls Repaired Using Fiber-Reinforced Polymers,” *J. Compos. Constr.*, vol. 14, no. 5, pp. 597–608, Oct. 2010, doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000110.
- [70] S. Altin, Y. Koprman, and M. Baran, “Strengthening of RC walls using externally bonding of steel strips,” *Eng. Struct.*, vol. 49, pp. 686–695, Apr. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.12.022.
- [71] Z. Zhang, B. Li, and K. Qian, “Experimental Investigations on Seismically Damaged Nonrectangular Reinforced-Concrete Structural Walls Repaired by FRPs,” *J. Compos. Constr.*, vol. 20, no. 1, p. 04015033, Feb. 2016, doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000594.
- [72] D. Shen, Q. Yang, Y. Jiao, Z. Cui, and J. Zhang, “Experimental investigations on reinforced concrete shear walls strengthened with basalt fiber-reinforced polymers under cyclic load,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 136, pp. 217–229, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.102.

- [73] E. Yuniarsyah *et al.*, “Experimental study of lightly reinforced concrete walls upgraded with various schemes under seismic loading,” *Eng. Struct.*, vol. 138, pp. 131–145, 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.02.005.
- [74] S. Qazi, L. Michel, and E. Ferrier, “Seismic behaviour of RC short shear wall strengthened with externally bonded CFRP strips,” *Compos. Struct.*, vol. 211, pp. 390–400, Mar. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2018.12.038.
- [75] J. Moscoso, M. Hube, H. Santa María, and J. Amón, “Capacidad sísmica de muros de hormigón armado,” in *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019*, 2019, no. 1, pp. 1–14.
- [76] ACI 318-19, *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. 2019.
- [77] J. H. Thomsen and J. W. Wallace, “Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls — Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls — Experimental Verification,” *J. Struct. Eng.*, 2004.
- [78] ASTM, “A370: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products,” *ASTM Int.*, pp. 1–50, 2014, doi: 10.1520/A0370-20.
- [79] ACI 374.2R-13., *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Element under Slowly Applied Simulated Seismic Loads*. Farmington Hills, Michigan, American Concrete Institute. American Concrete Institute, 2013.
- [80] ACI ITG-5.1-07., “Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned precast structural walls based on validation testing and commentary: an ACI standard, Farmington Hills, Mich,” *Am. Concr. Inst.*, 2008, Accessed: Jan. 08, 2019. [Online]. Available:
<https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=ITG5107&Format=DOWNLOAD&Language=English>.
- [81] FEMA 307, “EVALUATION OF EARTHQUAKE DAMAGED The Partnership for Response and Recovery,” 1998.
- [82] G. T. Truong, J. C. Kim, and K. K. Choi, “Seismic performance of reinforced

- concrete columns retrofitted by various methods,” *Eng. Struct.*, vol. 134, pp. 217–235, Mar. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.12.046.
- [83] C.-S. Choi, B.-I. Bae, S. Bae, and D.-H. Son, “Flexural retrofit of existing reinforced concrete structural walls with various boundary element details under cyclic loading,” *J. Build. Eng.*, vol. 52, no. April, p. 104468, 2022, doi: 10.1016/j.jobbe.2022.104468.
- [84] W. Yuan, J. Zhao, Y. Sun, and L. Zeng, “Experimental study on seismic behavior of concrete walls reinforced by PC strands,” *Eng. Struct.*, vol. 175, pp. 577–590, Nov. 2018, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.08.091.
- [85] Chopra, *Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering*. 2017.
- [86] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [87] C. B. Barthès, “Optecal (Computer software: www.optecal.com),” 2015. <http://optecal.com/> (accessed Nov. 11, 2019).
- [88] J. P. Rivera, G. Josipovic, E. Lejeune, B. N. Luna, and A. S. Whittaker, “Automated detection and measurement of cracks in reinforced concrete components,” *ACI Struct. J.*, vol. 112, no. 3, pp. 397–405, 2015, doi: 10.14359/51687424.
- [89] P. Adebar, A. M. M. Ibrahim, and M. Bryson, “Test of high-rise core wall: Effective stiffness for seismic analysis,” *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 5, pp. 549–559, Sep. 2007, doi: 10.14359/18857.
- [90] Y. Lu, R. S. Henry, R. Gultom, and Q. T. Ma, “Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement,” *J. Struct. Eng.*, vol. 143, no. 5, 2017, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001723.
- [91] J. D. Pozo, M. A. Hube, and Y. C. Kurama, “Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls,” *Eng. Struct.*, vol. 224, no. July, p. 111190, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111190.

- [92] M. A. Hube, H. A. Gálvez, R. Jünemann, and K. Elwood, “Repaired reinforced concrete wall buildings in Chile after 2010 maule earthquake,” in *11th National Conference on Earthquake Engineering 2018, NCEE 2018: Los Angeles, California*, 2018, vol. 6, pp. 3890–3900.
- [93] J. Moscoso, M. Hube, and H. S. María, “Experimental Campaign of Rehabilitated Reinforced Concrete Walls with Boundary Elements,” in *12th National Conference on Earthquake Engineering, Salt Lake City, Utah*, 2022, pp. 3–7.
- [94] J. Moscoso, M. Hube, H. S. María, and P. Espinoza, “Experimental evaluation of reinforced concrete wall repaired with increased thickness,” in *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai, Japan*, 2020, pp. 2i – 0170.
- [95] K. Elwood and M. Eberhard, “Effective stiffness of reinforced concrete columns,” *ACI Struct. J.*, vol. 106, pp. 476–484, 2009.
- [96] B. N. Luna, J. P. Rivera, and A. S. Whittaker, “Seismic Behavior of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls,” *ACI Struct. J.*, vol. 112, no. 5, pp. 593–604, Sep. 2015, doi: 10.14359/51687709.
- [97] F. Ren, J. Chen, G. Chen, Y. Guo, and T. Jiang, “Seismic behavior of composite shear walls incorporating concrete-filled steel and FRP tubes as boundary elements,” *Eng. Struct.*, vol. 168, pp. 405–419, Aug. 2018, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.04.032.
- [98] C. M. of Construction, “Specification for seismic test of building. JGJ/T101 2015.,” 2015.
- [99] K. H. Yang, Y. H. Hwang, S. J. Kwon, and J. H. Mun, “Flexural Behavior of Columns Strengthened Using Reinforced Concrete Jacket with Seismic Details,” *ACI Struct. J.*, vol. 117, no. 5, pp. 121–132, 2020, doi: 10.14359/51724669.