



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES
INNOVADORES**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
RAFAEL ROLANDO SALINAS BASUALDO

TUTOR PRINCIPAL
MARIO RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR
LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. FEBRERO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: ROBERTO MELI PIRALLA
Vocal: MARIO RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ
1^{er}. Suplente: MARIO ORDAZ SCHROEDER
2^{do}. Suplente: AMADOR TERÁN GILMORE

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM

TUTOR DE TESIS:

MARIO RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ

FIRMA

*A Luz, mi madre
y a Gladys, mi esposa
con cariño y gratitud inalterables.*

RESUMEN

Se presenta un estudio experimental y analítico de un sistema estructural innovador, formado por marcos y muros autocentrados de concreto prefabricado con tendones de postensado sin adherencia y barras disipadoras de energía entre la base y la cimentación del muro. Se evaluaron los resultados de ensayos en mesa vibradora de dos especímenes miniatura de cinco pisos con este sistema estructural. Se desarrollaron modelos de análisis estructural, calibrados para reproducir los resultados experimentales. La respuesta obtenida con los modelos analíticos predijo razonablemente la respuesta medida. Los ensayos mostraron que los especímenes presentaron en general un desempeño semejante al observado en un espécimen muro-marco con muro convencional. Una mayor participación de los muros autocentrados en la respuesta total llevó a un incremento en la sobrerresistencia y una reducción tanto de las distorsiones residuales en la estructura como de las deformaciones residuales en las secciones críticas de los elementos de los marcos. Con el modelo calibrado, se evaluó la factibilidad de uso de muros autocentrados en sistemas muro-marco para edificios. Se plantearon expresiones para el diseño de los elementos del muro autocentrado. Se realizó el diseño y análisis sísmico de edificios de seis y quince pisos, mediante un análisis dinámico no lineal en el que se cumplió en forma razonable el objetivo de diseño de control de los desplazamientos. Los resultados obtenidos presentan una perspectiva interesante para el empleo del sistema estructural estudiado. Por otro lado, se presenta una propuesta de espécimen miniatura de cinco niveles con aislamiento sísmico para su ensaye en mesa vibradora.

Palabras clave: concreto reforzado; muros autocentrados; ensayos en mesa vibradora; análisis dinámico no lineal; diseño sismo-resistente; desempeño sísmico; aislamiento sísmico.

ABSTRACT

An experimental and analytical study of an innovative structural system is presented. The system has frames and self-centering walls built with unbonded post-tensioned prestressed concrete and energy dissipators of steel bars between the base and the wall foundation. Results of shaking table tests of two five-story miniature specimens with this structural system were evaluated. Analytical models were developed for structural analysis, which were calibrated to reproduce the experimental results. Predicted response using the analytical models was comparable to measured response. The tests showed that the specimens with self-centering wall-frame dual systems had in general a behavior similar to that observed in the specimen with a conventional wall-frame system. In addition, it was observed that an increase in the participation of the self-centering structural walls in the total seismic response led to an increase in overstrength and to a decrease in residual drifts of the structure as well as in residual deformations in critical sections of the frame elements. With the calibrated model, feasibility of using self-centering walls in wall-frame building systems was evaluated. Expressions for design of self-centering wall elements were proposed. Designs of six-story and fifteen-story buildings were carried out, and non-linear dynamic analysis of these buildings showed reasonable accomplishment of the design objective of lateral displacement control. Obtained results show an interesting perspective of using the analyzed structural system. On the other hand, a proposal of miniature five-story specimen with seismic isolation for shaking table tests is presented.

Keywords: reinforced concrete; self-centering walls; shaking table tests; non-linear dynamic analysis; earthquake resistant design; seismic behavior; seismic isolation.

AGRADECIMIENTOS

El presente estudio es el resultado de una estancia para realizar estudios de doctorado e investigación en la Universidad Nacional Autónoma de México – UNAM. Agradezco el apoyo brindado por el Programa de Ciencia y Tecnología – FINCyT, adscrito a la Presidencia del Consejo de Ministros del Gobierno del Perú, a través de una beca que financió estos estudios, y la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería – UNI, de Lima, Perú, que me otorgó una licencia por tres años para poder realizarlos.

Esta acción de gracias empieza con el reconocimiento al Dr. Mario Rodríguez, por la asesoría académica brindada durante el desarrollo del proyecto doctoral. Agradezco asimismo a los miembros de mi Jurado de Examen, Dr. Luis Esteva, Dr. Roberto Meli, Dr. Mario Ordaz y Dr. Amador Terán, por su buena disposición y sus sugerencias.

Es preciso reconocer el apoyo de UC MEXUS-CONACYT, a través del Grant Number CN-09318, que permitió financiar algunos de los ensayos en la mesa vibradora descritos en este estudio. Asimismo, reconocer la labor del Dr. Roque Sánchez, de la Universidad Nacional de Ingeniería, por su participación en la parte inicial del programa experimental, y al Dr. José Restrepo, de la Universidad de California, San Diego, por la revisión del primer artículo preparado como resultado de este estudio, con la esperanza de seguir contando con su participación en la revisión del segundo y de los que continúen. Mi gratitud al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme permitido trabajar en sus instalaciones durante toda mi estancia de estudios hasta la preparación de la Tesis de Doctorado.

Dejo para el final el agradecimiento más esencial. A mis padres, Luz y Antonio, a mis hermanos, en especial mi hermana Lilian, por el apoyo y los consejos brindados. A mi esposa, Gladys, que me brindó todo su respaldo, cariño y amor – colocaré esta palabra aunque se oponga el Dr. M. Sozen – a pesar de la distancia y las ausencias largas; sin su apoyo y sus comentarios tan lúcidos y oportunos no me hubiera sido posible cumplir con este proyecto doctoral, en la forma y el tiempo establecidos.

Ciudad de México, febrero de 2013.

ÍNDICE

RESUMEN	v
ABSTRACT	v
AGRADECIMIENTOS	vii
ÍNDICE	ix
LISTA DE TABLAS	xiii
LISTA DE FIGURAS	xv
LISTA DE SÍMBOLOS	xxi
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.	1
1.1 Antecedentes.	1
1.2 Descripción del problema.	3
1.3 Objetivos del estudio.	3
CAPÍTULO 2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO.	5
2.1 Aspectos experimentales.	5
2.2 Aspectos analíticos.	6
2.2.1 Respuesta de sistemas de un grado de libertad.	7
2.2.2 Modelos de análisis.	9
2.3 Procedimientos de diseño y normatividad.	10
2.3.1 Normatividad ACI ITG-5.2-09.	11
2.3.1.1 Requerimientos generales.	11
2.3.1.2 Requerimientos de diseño.	13
CAPÍTULO 3 ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESPECÍMENES EN MINIATURA DE SISTEMAS MIXTOS MARCO-MURO AUTOCENTRADO.	17
3.1 Descripción de los especímenes.	17
3.1.1 Consideraciones de diseño.	18
3.1.2 Geometría y materiales.	19
3.1.2.1 Espécimen A1.	19
3.1.2.2 Espécimen A2.	20
3.1.3 Proceso constructivo.	22
3.1.4 Instrumentación de los especímenes.	26
3.2 Análisis estructurales de los especímenes.	28
3.2.1 Definición del modelo de análisis.	31
3.2.2 Espécimen A1.	34
3.2.2.1 Descripción del modelo.	34
3.2.2.2 Propiedades de los elementos del modelo.	35
3.2.3 Espécimen A2.	37
3.2.3.1 Descripción del modelo.	37

3.2.3.2	Propiedades de los elementos del modelo.	38
3.3	Ensayes realizados en los especímenes.	39
3.3.1	Registros sísmicos usados.	39
3.3.2	Espécimen A1.	40
3.3.2.1	Ensayes de vibración ambiental y vibración libre.	41
3.3.2.2	Ensayes en mesa vibradora.	42
3.3.3	Espécimen A2.	45
3.3.3.1	Ensayes de vibración ambiental y vibración libre.	45
3.3.3.2	Ensayes en mesa vibradora.	46
3.4	Resultados de los ensayos.	49
3.4.1	Espécimen A1.	49
3.4.1.1	Modos de vibración y amortiguamientos modales.	49
3.4.1.2	Ensaye de baja intensidad.	51
3.4.1.3	Ensaye de alta intensidad.	53
3.4.1.4	Ensaye de muy alta intensidad.	56
3.4.1.5	Parámetros globales de la respuesta inelástica.	60
3.4.2	Espécimen A2.	62
3.4.2.1	Modos de vibración y amortiguamientos modales.	62
3.4.2.2	Ensaye de baja intensidad.	63
3.4.2.3	Ensaye de alta intensidad.	65
3.4.2.4	Ensaye de muy alta intensidad.	68
3.4.2.5	Parámetros globales de la respuesta inelástica.	71
CAPÍTULO 4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS ESPECIMENES CON SISTEMAS MARCO-MURO AUTOCENTRADO Y CONVENCIONAL.		75
4.1	Introducción.	75
4.2	Espécimen muro-marco con muro convencional.	75
4.2.1	Características generales.	75
4.2.2	Modelo de análisis.	77
4.3	Intensidad de los movimientos en la base empleados.	80
4.4	Envolventes de aceleraciones absolutas y desplazamientos relativos máximos.	81
4.4.1	Movimiento de baja intensidad.	81
4.4.2	Movimiento de alta intensidad (intensidad de diseño).	83
4.4.3	Movimiento de muy alta intensidad (intensidad máxima aplicada).	84
4.5	Histéresis global de las estructuras.	85
4.6	Reducción de la respuesta sísmica.	87
4.7	Sobrerresistencia estructural.	89
4.8	Desplazamientos residuales.	91
4.9	Aceleraciones absolutas máximas.	93
CAPÍTULO 5 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS DUALES MARCO-MURO AUTOCENTRADO.		97
5.1	Dimensionado y cálculo de la capacidad de momento en la base de muros autocentrados.	97

5.1.1	Dimensionado del muro a partir de la resistencia de diseño del muro.	97
5.1.2	Capacidad máxima probable del muro.	99
5.1.3	Longitud máxima del disipador.	100
5.1.4	Fuerza de postensado máxima.	102
5.2	Influencia de la fuerza de postensado y los disipadores en el diagrama momento – rotación de la base del muro autocentrado.	104
5.3	Estimación de la rigidez rotacional de la base del muro autocentrado para propósitos de un análisis sísmico a nivel de diseño.	110
5.4	Parámetros para el diseño sísmico de sistemas duales muro-marco autocentrado.	112
5.4.1	Espectros inelásticos de ductilidad constante.	112
5.4.2	Parámetros recomendados para el diseño sísmico.	118
CAPÍTULO 6 ESTUDIO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS DUALES MARCO-MURO AUTOCENTRADO.		121
6.1	Edificios analizados.	121
6.2	Características de los edificios.	122
6.3	Evaluación de la resistencia lateral.	127
6.4	Análisis dinámico no lineal.	131
6.5	Evaluación de resultados.	140
CAPÍTULO 7 PROPUESTA DE ESPÉCIMEN PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.		149
7.1	Introducción.	149
7.2	Descripción del espécimen.	150
7.3	Características del aislador sísmico.	151
7.4	Análisis dinámico no lineal del espécimen con base aislada.	157
CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES.		163
BIBLIOGRAFÍA.		167
APÉNDICE A. Propuesta para la definición de la longitud efectiva de barras disipadoras tipo “ <i>dog bone</i> ”.		173
APÉNDICE B. Estimación de la inercia efectiva de los fusibles de acero para el marco miniatura empleado en los ensayos.		181
APÉNDICE C. Acero de refuerzo en los elementos de los modelos analíticos de los edificios diseñados.		191
APÉNDICE D. Parámetros de la aproximación bilineal de los diagramas momento-curvatura de los elementos de los modelos analíticos de los edificios diseñados.		199

LISTA DE TABLAS.

Tabla 2.1. Parámetros r y B empleados los sistemas analizados por Christopoulos et al (2002)	7
Tabla 2.2. Resistencia del núcleo a la resistencia del concreto en función del confinamiento lateral.	15
Tabla 3.1. Espécimen A1. Propiedades de los fusibles.	36
Tabla 3.2. Espécimen A1. Propiedades de la base del muro.	37
Tabla 3.3. Espécimen A2. Propiedades de los fusibles.	38
Tabla 3.4. Espécimen A2. Propiedades de la base del muro.	39
Tabla 3.5. Espécimen A1. Periodos de vibración.	50
Tabla 3.6. Espécimen A1. Parámetros globales de la respuesta inelástica.	61
Tabla 3.7. Espécimen A2. Periodos de vibración.	62
Tabla 3.8. Espécimen A2. Parámetros globales de la respuesta inelástica.	72
Tabla 4.1. Espécimen E1. Propiedades de los fusibles del marco.	78
Tabla 4.2. Espécimen E1. Propiedades del muro.	78
Tabla 4.3. Espécimen E1. Periodos de vibración.	79
Tabla 4.4. Valores de sobrerresistencia en diferentes etapas de comportamiento inelástico.	90
Tabla 6.1. Parámetros de diseño y características de los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo firme.	124
Tabla 6.2. Parámetros de diseño y características de los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo blando.	126
Tabla 6.3. Resultados relevantes de los análisis estructurales en los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo firme.	134
Tabla 6.4. Resultados relevantes de los análisis estructurales en los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo blando.	138
Tabla 7.1. Espécimen AS-1. Propiedades de los fusibles.	158
Tabla 7.2. Propiedades del aislador sísmico.	158
Tabla A.1. Valores calculados de la constante empírica k' .	179
Tabla B.1. Propiedades principales de los fusibles ensayados. (Rodríguez et al, 2006; Blandón, 2006)	184
Tabla B.2. Relación e inercias efectivas y brutas, experimentales y calculadas.	189
Tabla C.1. Refuerzo en las columnas de los modelos analíticos de edificios.	191
Tabla C.2. Refuerzo en las vigas de los modelos analíticos de edificios.	194
Tabla C.3. Refuerzo en los muros de los modelos analíticos de edificios.	197
Tabla D.1. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de columnas de los modelos analíticos de edificios.	200
Tabla D.2. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de vigas de los modelos analíticos de edificios.	203
Tabla D.3. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de muros de los modelos analíticos de edificios.	206

LISTA DE FIGURAS.

Figura 1.1. Muro autocentrado y comportamiento histerético idealizado del sistema híbrido (Restrepo y Rahman, 2007; Pampanin, 2005)	2
Figura 1.2. Sistema simple de dos grados de libertad con aislamiento en la base (Naeim y Kelly, 1999)	2
Figura 2.1. Diagramas de fuerza lateral – desplazamiento lateral, obtenidas en experimentos anteriores con sistemas autocentrados (Jeong et al, 2008).	6
Figura 2.2. Relaciones fuerza - desplazamiento en los sistemas analizados por Christopoulos et al (2002)..	7
Figura 2.3. Demandas promedio de ductilidad de desplazamiento en los sistemas analizados por Christopoulos et al (2002).	8
Figura 2.4. Variables para el cálculo de la resistencia probable del muro (ACI, 2009).	14
Figura 3.1. Detalle de fusible en unión viga-columna.	17
Figura 3.2. Espectro de diseño. Zona de Acapulco, suelo tipo I, edificaciones tipo B.	18
Figura 3.3. Elevación y planta del espécimen A1.	19
Figura 3.4. Especimen A1, detalles de refuerzo y sección transversal del muro autocentrado.	20
Figura 3.5. Curva esfuerzo-deformación experimental del acero de preesfuerzo empleado en el espécimen A1.	20
Figura 3.6. Elevación y planta del espécimen A2.	21
Figura 3.7. Especimen A2, detalles de refuerzo y sección transversal del muro autocentrado.	22
Figura 3.8. Curva esfuerzo-deformación experimental del acero de preesfuerzo empleado en el espécimen A2.	22
Figura 3.9. Fotos del montaje del espécimen A2 y labores preparatorias para el ensaye en mesa vibradora.	23
Figura 3.10. Ubicación de transductores de desplazamiento. Elevación general.	26
Figura 3.11. Ubicación en planta de acelerómetros y transductores de desplazamiento.	27
Figura 3.12. Instrumentación empleada en la base del muro.	28
Figura 3.13. Diagrama $M-\theta$ para la base del muro autocentrado del espécimen A1.	29
Figura 3.14. Diagramas fuerza-deformación de los disipadores. Especimen A1, sismo de baja intensidad.	30
Figura 3.15. Diagramas fuerza-deformación de los disipadores. Especimen A1, sismo de alta intensidad.	30
Figura 3.16. Rotaciones de la base del muro.	31
Figura 3.17. Modelo de análisis del espécimen A1.	32
Figura 3.18. Envolvente del modelo propuesto para la base del muro autocentrado.	33
Figura 3.19. Resortes componentes de la envolvente.	33
Figura 3.20. Momento de volteo vs distorsión global. Sismo de alta intensidad – resultados experimentales en el espécimen A1.	34
Figura 3.21. Reglas de histéresis empleadas en los resortes rotacionales (Carr, 2010).	34
Figura 3.22. Diagrama $M-\theta$ para la base del muro autocentrado del espécimen A1.	37
Figura 3.23. Modelo de análisis del espécimen A2.	38
Figura 3.24. Diagrama $M-\theta$ para la base del muro autocentrado del espécimen A2.	39

Figura 3.25. Registro y espectro de aceleración de Llolleo y espectro de diseño.	40
Figura 3.26. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A1. Vibración ambiental.	41
Figura 3.27. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A1. Vibración libre.	41
Figura 3.28. Historia de aceleraciones del Piso 5. Especimen A1. Vibración libre.	42
Figura 3.29. Registro del movimiento de la base. Especimen A1. Sismo de baja intensidad.	42
Figura 3.30. Especimen A1. Sismo de baja intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.	43
Figura 3.31. Registro del movimiento de la base. Especimen A1. Sismo de alta intensidad.	43
Figura 3.32. Especimen A1. Sismo de alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.	44
Figura 3.33. Registro del movimiento de la base. Especimen A1. Sismo de muy alta intensidad.	44
Figura 3.34. Especimen A1. Sismo de muy alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.	45
Figura 3.35. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A2. Vibración ambiental.	45
Figura 3.36. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A2. Vibración libre.	46
Figura 3.37. Historia de aceleraciones del Piso 5. Especimen A2. Vibración libre.	46
Figura 3.38. Registro del movimiento de la base. Especimen A2. Sismo de baja intensidad.	47
Figura 3.39. Especimen A2. Sismo de baja intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.	47
Figura 3.40. Registro del movimiento de la base. Especimen A2. Sismo de alta intensidad.	48
Figura 3.41. Especimen A2. Sismo de alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.	48
Figura 3.42. Registro del movimiento de la base. Especimen A2. Sismo de muy alta intensidad.	49
Figura 3.43. Especimen A2. Sismo de muy alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.	49
Figura 3.44. Especimen A1. Contribuciones modales experimentales y calculadas.	50
Figura 3.45. Especimen A1. Funciones de error versus el porcentaje de amortiguamiento.	51
Figura 3.46. Especimen A1, ensaye de baja intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa.	52
Figura 3.47. Especimen A1, ensaye de baja intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.	52
Figura 3.48. Especimen A1, ensaye de baja intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.	53
Figura 3.49. Especimen A1, ensaye de baja intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.	53
Figura 3.50. Especimen A1, ensaye de alta intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa.	54
Figura 3.51. Especimen A1, ensaye de alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.	55

Figura 3.52. Espécimen A1, ensaye de alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.	55
Figura 3.53. Espécimen A1, ensaye de alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.	56
Figura 3.54. Espécimen A1, ensaye de alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.	56
Figura 3.55. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Envoltorio de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa.	57
Figura 3.56. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.	58
Figura 3.57. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.	58
Figura 3.58. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.	59
Figura 3.59. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.	59
Figura 3.60. Espécimen A1. Forma de falla en la base del muro.	60
Figura 3.61. Espécimen A2. Contribuciones modales experimentales y calculadas.	62
Figura 3.62. Espécimen A2. Funciones de error versus el porcentaje de amortiguamiento.	63
Figura 3.63. Espécimen A2, ensaye de baja intensidad. Envoltorio de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa.	63
Figura 3.64. Espécimen A2, ensaye de baja intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.	64
Figura 3.65. Espécimen A2, ensaye de baja intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.	64
Figura 3.66. Espécimen A2, ensaye de baja intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.	65
Figura 3.67. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Envoltorio de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa.	66
Figura 3.68. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.	66
Figura 3.69. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.	67
Figura 3.70. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.	67
Figura 3.71. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.	68
Figura 3.72. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Envoltorio de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa.	69
Figura 3.73. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.	69
Figura 3.74. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.	70
Figura 3.75. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.	70
Figura 3.76. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.	71
Figura 3.77. Espécimen A2. Forma de falla en la base del muro.	72
Figura 4.1. Espécimen E1, dimensiones en mm (adaptado de Sánchez, 2008).	76

Figura 4.2. Registro del movimiento de la base. Espécimen E1. Sismo de alta intensidad.	77
Figura 4.3. Modelo de análisis del espécimen E1.	78
Figura 4.4. Espécimen E1. Contribuciones modales experimentales y calculadas.	79
Figura 4.5. Espécimen E1, sismo de alta intensidad. Valores medidos y calculados.	79
Figura 4.6. Espécimen E1, sismo de alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.	80
Figura 4.7. Intensidad sísmica normalizada de los registros medidos.	81
Figura 4.8. Envolventes de aceleraciones absolutas de piso. Movimiento de baja intensidad.	82
Figura 4.9. Envolventes de desplazamientos relativos de piso. Movimiento de baja intensidad.	82
Figura 4.10. Envolventes de aceleraciones absolutas de piso. Movimiento de alta intensidad.	83
Figura 4.11. Envolventes de desplazamientos relativos de piso. Movimiento de alta intensidad.	83
Figura 4.12. Envolventes de aceleraciones absolutas de piso. Movimiento de muy alta intensidad.	84
Figura 4.13. Envolventes de desplazamientos relativos de piso. Movimiento de muy alta intensidad.	85
Figura 4.14. Momento de volteo en la base vs distorsión global. Sismos de alta intensidad.	86
Figura 4.15. Momento de volteo en la base vs distorsión global. Sismos de muy alta intensidad.	86
Figura 4.16. Espectros normalizados de aceleración del movimiento en el piso 5. Sismos de alta intensidad.	87
Figura 4.17. Cociente de valores espectrales de pseudoaceleración. Sismos de alta intensidad.	88
Figura 4.18. Espectros normalizados de aceleración del movimiento en el piso 5. Sismos de muy alta intensidad.	89
Figura 4.19. Cociente de valores espectrales de pseudoaceleración. Sismos de muy alta intensidad.	89
Figura 4.20. Resultados del análisis pushover, valores para V/W de diseño y máximos del análisis dinámico no lineal.	91
Figura 4.21. Intensidad sísmica vs distorsión de entrepiso máxima.	92
Figura 4.22. Distorsión residual vs distorsión de entrepiso máxima.	92
Figura 4.23. Distorsión residual vs rotación máxima en las secciones críticas de los marcos.	93
Figura 4.24. Perfil de amplificación de aceleraciones de piso. Sismo de intensidad de diseño.	95
Figura 4.25. Perfil de amplificación de aceleraciones de piso. Sismo de intensidad máxima aplicada.	95
Figura 5.1. Variables para el cálculo de la resistencia de fluencia del muro (adaptado del ACI, 2009).	97
Figura 5.2. Variables para el cálculo de la resistencia probable del muro (adaptado del ACI, 2009)	99
Figura 5.3. Diagrama de elongaciones en los disipadores en la base del muro.	101
Figura 5.4. Tendón de presfuerzo más tensionado y rotación en la base.	102
Figura 5.5. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro. Variación de $\epsilon_{su} L_s/L_w$	106
Figura 5.6. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro. Variación de $F_{dy}/(F_{po}+N)$	107
Figura 5.7. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro. Variación del esfuerzo normal inicial σ_o/f'_c	108
Figura 5.8. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro. Variación en la estimación de la longitud efectiva del disipador	109
Figura 5.9. Rigidez rotacional en la base del muro para el análisis sísmico elástico en la etapa de diseño..	110
Figura 5.10. Variables para la definición de la rotación de diseño de muros autocentrados.	111
Figura 5.11. Modelos de histéresis empleados (Carr, 2010).	113

Figura 5.12. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro Llolleo. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.10$).	114
Figura 5.13. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro Llolleo. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.20$).	115
Figura 5.14. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro SCT. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.10$).	115
Figura 5.15. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro SCT. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.20$).	116
Figura 5.16. Cociente de factores de reducción de la fuerza sísmica entre modelos representativos de sistemas duales convencionales y sistemas duales autocentrados. Registro Llolleo.	117
Figura 5.17. Cociente de factores de reducción de la fuerza sísmica entre modelos representativos de sistemas duales convencionales y sistemas duales autocentrados. Registro SCT.	117
Figura 5.18. Cociente de desplazamientos espectrales inelásticos y elásticos de modelos representativos de sistemas duales autocentrados. Registro Llolleo.	118
Figura 5.19. Cociente de desplazamientos espectrales inelásticos y elásticos de modelos representativos de sistemas duales autocentrados. Registro SCT.	118
Figura 6.1. Plantas y elevación de los modelos analíticos.	123
Figura 6.2. Espectros de diseño sísmico para los edificios diseñados en suelo firme.	125
Figura 6.3. Espectros de diseño sísmico para los edificios diseñados en suelo blando.	126
Figura 6.4. Diagrama momento-curvatura y representación bilineal.	127
Figura 6.5. Resistencia lateral de los modelos analizados de edificios en suelo firme.	128
Figura 6.6. Resistencia lateral de los modelos analizados de edificios en suelo blando.	130
Figura 6.7. Acelerograma del registro sísmico de Llolleo–150%.	131
Figura 6.8. Espectros elásticos de diseño y de respuesta del registro de Llo–150% ($\xi = 5\%$).	131
Figura 6.9. Acelerograma del registro sísmico de SCT.	132
Figura 6.10. Espectros elásticos de diseño y de respuesta del registro de SCT ($\xi = 5\%$).	132
Figura 6.11. Espectros elástico e inelásticos del registro Llo–150 y C_{MAX} de los edificios analizados en suelo firme.	134
Figura 6.12. Análisis dinámico no lineal en el tiempo – edificios diseñados en suelo firme. Histéresis de momento de volteo total y distorsión global.	136
Figura 6.13. Espectros elástico e inelásticos del registro SCT y C_{MAX} de los edificios analizados en suelo blando.	139
Figura 6.14 Análisis dinámico no lineal en el tiempo – edificios diseñados en suelo blando. Histéresis de momento de volteo total y distorsión global.	139
Figura 6.15. Factores de comportamiento, de reducción y ductilidad global y local máximas.	140
Figura 6.16. Amplificación de aceleraciones máximas de piso.	142
Figura 6.17. Envolverte de desplazamientos relativos de piso.	143
Figura 6.18. Ductilidades máximas en vigas.	144
Figura 6.19. Ductilidades máximas en columnas. Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.	145
Figura 6.20. Envolverte de momentos máximos normalizados en muros.	146
Figura 6.21. Comparación de histéresis de momento de volteo versus distorsión global. Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.	147
Figura 6.22. Comparación de histéresis de momento de volteo versus distorsión global. Edificios de 15 pisos diseñados en suelo firme.	147

Figura 7.1. Elevación del espécimen con aislamiento sísmico en la base.	150
Figura 7.2. Ubicación y espesores de fusibles en el espécimen EM2 (Blandón, 2006).	151
Figura 7.3. Modelo de análisis de una estructura aislada como un sistema de 2 grados de libertad.	152
Figura 7.4. Aproximación bilineal de la curva fuerza-desplazamiento del aislador.	154
Figura 7.5. Elevación y corte del aislador sísmico.	155
Figura 7.6. Detalle del diseño del aislador sísmico.	155
Figura 7.7. Efecto del aislamiento sísmico en el nivel de resistencia y el desplazamiento.	156
Figura 7.8. Modelo de análisis del marco con aislamiento sísmico.	157
Figura 7.9. Modelo de histéresis bilineal inelástico (Carr, 2010).	158
Figura 7.10. Comparación de envolventes entre el sistema con base fija y el sistema con base aislada.	159
Figura 7.11. Comportamiento hysterético en el sistema con base fija y el sistema con base aislada.	160
Figura 7.12. Comportamiento hysterético en el aislador sísmico.	161
Figura 7.13. Comportamiento hysterético en fusibles de columna del marco.	161
Figura 7.14. Comportamiento hysterético en fusibles de viga en segundo nivel del marco.	162
Figura A.1. Distribución aproximada de la curvatura y penetración de fluencia (Paulay y Priestley, 1992)...	173
Figura A.2. Mecanismos de abertura en elementos híbridos.	174
Figura A.3. Envolvente de esfuerzos en la barra versus deslizamiento en el extremo cargado (Zhao et al, 2007)...	175
Figura A.4. Barra adherida en el concreto (izquierda) y disipador (derecha).	176
Figura A.5. Relaciones esfuerzo-deformación en la barra disipadora.	179
Figura B.1. Detalle de fusible en unión viga-columna.	181
Figura B.2. Esquema de fusible típico y notación empleada.	182
Figura B.3. Ensayo en conexión viga-columna (Blandón, 2006).	183
Figura B.4. Diagrama esfuerzo-deformación del acero de fusible 110 x 10mm.	185
Figura B.5. Diagramas momento-rotación calculados analíticamente.	187
Figura B.6. Obtención de la rigidez efectiva del fusible.	188
Figura B.7. Comparación de valores experimentales y calculados de α_i .	190
Figura D.1. Diagrama momento-curvatura y representación bilineal.	199

LISTA DE SÍMBOLOS.

a : altura del bloque rectangular equivalente del concreto a compresión.

a_{i_max} : aceleración absoluta máxima en el nivel i .

a_o : aceleración máxima en la base.

a_{MAX} : altura máxima del bloque rectangular equivalente del concreto en compresión.

A_g : área total de la sección del muro.

A_{ps} : área total de acero de presfuerzo, según ACI-ITG-5.2-09.

A_{pt} : área total del acero de presfuerzo.

A_s : área total de las barras disipadoras, según ACI-ITG-5.2-09.

b_f : ancho del fusible.

b_w : espesor del muro autocentrado.

c : profundidad del eje neutro.

c_{MAX} : profundidad máxima del eje neutro.

C : fuerza de compresión en el muro autocentrado, según ACI-ITG-5.2-09.

C_{100} : coeficiente sísmico obtenido considerando la respuesta inelástica máxima para el sismo de intensidad de diseño.

C_{125} : coeficiente sísmico obtenido considerando la respuesta inelástica máxima para el sismo de intensidad máxima aplicada, equivalente al sismo de intensidad de diseño multiplicado por 1.25.

C_{150} : coeficiente sísmico obtenido considerando la respuesta inelástica máxima para el sismo de intensidad máxima aplicada, equivalente al sismo de intensidad de diseño multiplicado por 1.50.

C_y : coeficiente sísmico de fluencia global.

C_D : coeficiente sísmico reducido empleado en el diseño.

C_e : coeficiente sísmico.

C_E : coeficiente sísmico obtenido considerando la respuesta elástica máxima para el sismo de intensidad de diseño.

C_{MAX} : coeficiente sísmico máximo obtenido en el análisis dinámico no lineal.

C_u : coeficiente sísmico último.

d_b : diámetro de la barra disipadora en la zona no maquinada.

d_{bL} : diámetro de la barra longitudinal de acero de refuerzo.

d_d : diámetro de la barra disipadora en la zona maquinada.

d_{rD} : distorsión de entrepiso admisible.

D_c : peso propio del muro más las cargas permanentes, según ACI-ITG-5.2-09.

D_r : distorsión global.

D_{rC} : distorsión global máxima obtenida con el análisis sísmico en la etapa de diseño.

D_{rMAX} : distorsión global máxima calculada en el análisis inelástico.

$D_{rMAX-EL}$: distorsión global máxima calculada en el análisis elástico.

D_{ry} : distorsión global en el inicio del comportamiento no lineal obtenida con el análisis pushover.

D_{rel} : desplazamiento máximo del piso superior considerando la respuesta elástica.

D_{rin} : desplazamiento máximo del piso superior considerando la respuesta inelástica.

e_d : distancia de las barras disipadoras al eje del muro autocentrado.

e_p : distancia del tendón de postensado al eje del muro autocentrado.

E_p : módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.
 E_s : módulo de elasticidad del acero de refuerzo y de las barras disipadoras.
 $Error_i(t)$: función de error calculada en el tiempo, para la obtención del amortiguamiento de un modo i -ésimo.
 $Error_i$: función de error calculada en toda la duración del movimiento, para la obtención del amortiguamiento de un modo i -ésimo.
 f'_c : resistencia especificada a la compresión del concreto no confinado.
 f'_{cc} : resistencia a la compresión del concreto confinado.
 f'_L : esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.
 f_{Lp} : esfuerzo límite de proporcionalidad del acero de presfuerzo.
 f_p : esfuerzo en el tendón más tensionado.
 f_{po} : esfuerzo inicial de servicio en el tendón de postensado.
 f_{prs} : esfuerzo máximo en el tendón de postensado, según ACI-ITG-5.2-09.
 f_{py} : resistencia especificada a la fluencia del acero de presfuerzo.
 f_{pu} : resistencia especificada a la rotura del acero de presfuerzo.
 f_{se} : esfuerzo de servicio del acero de presfuerzo, según ACI-ITG-5.2-09.
 f_u : resistencia especificada a la rotura del acero de las barras disipadoras, según ACI-ITG-5.2-09.
 f_y : esfuerzo especificado de fluencia para el acero de las barras disipadoras y el refuerzo del muro.
 f_{yt} : esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.
 $F(x)$: fuerza en función del desplazamiento x del sistema de 1-GDL definido por Christopoulos *et al.*
 F_{dy1}, F_{dy2} : fuerzas en las barras disipadoras en fluencia.
 F_{dt1}, F_{dt2} : fuerzas en las barras disipadoras en rotura.
 F_p : fuerza de postensado para el estado de capacidad probable.
 F_{p1} : fuerza en el tendón de postensado más tensionado.
 F_{po} : fuerza inicial de postensado.
 F_{pu} : fuerza última de postensado.
 F_y : fuerza de fluencia del sistema dinámico.
 g : aceleración de la gravedad.
 h_f : espesor del fusible.
 h_i : altura del nivel i del edificio.
 H : altura total del edificio.
 H_{ef} : altura efectiva del primer modo de vibración.
 H_w : altura del muro autocentrado.
 I_{ef} : inercia efectiva del fusible.
 I_g : inercia de la sección bruta del fusible.
 I_{AA} : intensidad de Arias acumulada.
 I_{ASO} : intensidad de Arias del sismo objetivo.
 k_0 : rigidez inicial del sistema de 1-GDL definido por Christopoulos *et al.*
 k' : constante que relaciona la distribución acumulada de los esfuerzos de adherencia y las deformaciones a lo largo de la longitud de anclaje de la barra disipadora tipo *dog-bone*.
 K_{rd} : rigidez rotacional de la base de un muro autocentrado en la etapa de diseño.
 K_θ : rigidez efectiva a la flexión del fusible.

L_d : longitud efectiva de la barra disipadora.
 L : longitud del claro de cortante.
 L_f : longitud del fusible.
 L_p : longitud de la articulación plástica en los elementos de concreto reforzado y al pie del muro autocentrado (según ACI-ITG-5.2-09).
 L_s : longitud libre de la barra disipadora.
 L_{s_MAX} : longitud libre máxima de la barra disipadora.
 L_{up} : longitud libre del tendón de postensado.
 L_{ups} : longitud libre del tendón de postensado, según ACI-ITG-5.2-09.
 L_w : longitud del muro autocentrado.
 L_{w_D} : longitud mínima del muro autocentrado.
 m_i : masa del nivel i del edificio.
 M_o : momento de volteo en la base.
 M_{oMAX} : momento de volteo máximo en la base.
 M_p : momento plástico.
 M_{pr} : resistencia probable a flexión del muro autocentrado, según ACI-ITG-5.2-09.
 M_{prs} : contribución de los tendones de postensado a la resistencia probable a flexión del muro autocentrado, según ACI-ITG-5.2-09.
 M_s : contribución de los disipadores a la resistencia probable a flexión del muro autocentrado, según ACI-ITG-5.2-09.
 M_u : momento último de la base del muro autocentrado.
 M_{ve} : momento de volteo máximo por sismo obtenido con la respuesta elástica.
 M_{vo} : momento de volteo máximo por sismo obtenido con la respuesta inelástica.
 M_{vt} : momento de volteo total en el edificio en la etapa de diseño.
 M_w : momento de volteo asignado a los muros autocentrados en la etapa de diseño.
 M_{wd} : momento de diseño en la base del muro autocentrado.
 M_{wu} : capacidad probable del muro autocentrado.
 M_{y1} : momento en la base del muro autocentrado correspondiente a la fluencia del disipador más tensionado.
 M_{VTH} : momento de volteo en la base máximo obtenido en el análisis dinámico no lineal.
 N : carga axial por las fuerzas de gravedad en el muro autocentrado.
 Q : factor de comportamiento sísmico.
 r : relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez inicial.
 R : factor de reducción de la fuerza sísmica.
 R_f : relación entre los esfuerzos máximo y de fluencia del acero del fusible.
 R_M : factor de reducción de la respuesta sísmica inelástica.
 S : módulo de sección elástico.
 S_a : valor espectral de aceleración.
 S_{din} : valor espectral de desplazamiento inelástico.
 S_{del} : valor espectral de desplazamiento elástico.
 T_1 : periodo del primer modo de vibración.
 T_2 : periodo del segundo modo de vibración.

T_E : periodo fundamental de vibración del edificio calculado en la etapa de diseño.
 T_o : periodo inicial del sistema de 1-GDL definido por Christopoulos *et al.*
 T_{RMK} : periodo fundamental de vibración del edificio calculado en el análisis dinámico.
 T_s : duración total del movimiento en la base.
 V : cortante máximo en la base.
 V_e : fuerza elástica máxima en un sistema dinámico para un sismo determinado.
 V_{ni} : cortante nominal en la interfase muro-cimentación, según ACI-ITG-5.2-09.
 V_o : cortante máximo en la base asociado al modo fundamental de vibración.
 W : peso de la estructura.
 Z : módulo de sección plástico.
 $\ddot{q}_i^p(t)$: aceleración modal obtenida analíticamente, para un modo i -ésimo.
 $\ddot{q}_i^e(t)$: aceleración modal obtenida experimentalmente, para un modo i -ésimo.
 $\ddot{U}_i(t)$: aceleración del piso i en el instante de tiempo t .
 \ddot{U}_{1_MAX} : aceleración máxima en el primer nivel del edificio en el análisis dinámico no lineal.
 \ddot{U}_{gMAX} : aceleración máxima del terreno en el análisis dinámico no lineal.
 \ddot{U}_{U_MAX} : aceleración máxima en el último nivel del edificio en el análisis dinámico no lineal.
 α : parámetro de rigidez de descarga en el modelo de Takeda modificado.
 α_b : parámetro adimensional para el cálculo de la longitud efectiva de la barra disipadora.
 β : parámetro de rigidez de recarga en el modelo de Takeda modificado.
 B : parámetro de capacidad de disipación de energía de un sistema con histéresis tipo bandera.
 Δ : desplazamientos relativos máximos de piso.
 $\Delta_i(t)$: desplazamiento relativo del piso i respecto a su base en el instante de tiempo t .
 Δ_{prs} : elongación en el tendón de postensado, según ACI-ITG-5.2-09.
 Δ_S : elongación en el disipador más tensionado.
 ε_{cMAX} : deformación última del concreto confinado.
 ε_s : deformación en el disipador en tensión, según ACI-ITG-5.2-09.
 ε_{se} : deformación inicial del tendón de postensado, según ACI-ITG-5.2-09.
 ε_{sh} : deformación al inicio del endurecimiento del acero.
 ε_{su} : deformación última del acero.
 ε_{sut} : deformación última del refuerzo transversal.
 γ_{Lp} : fracción del esfuerzo último del acero de presfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad.
 γ_o : fracción del esfuerzo último del acero de presfuerzo correspondiente al esfuerzo inicial.
 Γ_{mi} : contribución modal para un modo i -ésimo.
 Γ_i : factor de participación modal para un modo i -ésimo.
 ϕ : factor de resistencia para el diseño en concreto.
 ϕ_i : amplitud modal para un modo i -ésimo.
 η : relación de resistencia lateral del sistema de 1-GDL definido por Christopoulos *et al.*
 μ : ductilidad de desplazamiento para un sistema de 1-GDL.
 μ_c : coeficiente de fricción en la interfase muro-cimentación.

μ_D : ductilidad global de desplazamiento.

μ_θ : ductilidad de rotación máxima en secciones críticas de los elementos de concreto reforzado.

ρ_s : relación entre el volumen del refuerzo por confinamiento y el volumen del concreto confinado.

σ_o : esfuerzo normal inicial en la sección de muro.

θ_{Ldis} : distorsión de diseño para el muro autocentrado, según ACI-ITG-5.2-09.

θ_{Lmax} : capacidad de distorsión para el muro autocentrado, según ACI-ITG-5.2-09.

θ_{MAX} : rotación máxima de la base del muro autocentrado.

θ_y : rotación en el estado de fluencia.

θ_{yI} : rotación en la base del muro autocentrado correspondiente a la fluencia del disipador más tensionado.

θ_{yR} : rotación correspondiente al 75% del momento último del diagrama momento-rotación de la base de un muro autocentrado.

θ_{sh} : rotación al inicio del endurecimiento.

θ_u : rotación última.

ξ : porcentaje de amortiguamiento crítico.

Ω_o : factor de sobrerresistencia.

Símbolos empleados en el Capítulo 7 (sobre aislamiento sísmico).

A_b : área de la sección transversal neta de neopreno empleado en el aislador.

A_L : área de la sección transversal del núcleo de plomo del aislador sísmico.

C_e : coeficiente de amortiguamiento equivalente en la estructura con base fija.

C_b : coeficiente de amortiguamiento equivalente en los aisladores.

D : desplazamiento lateral extremo en el aislador sísmico.

D_D : desplazamiento lateral de diseño del aislador sísmico.

D_y : desplazamiento lateral de fluencia en el aislador sísmico.

E_D : energía disipada en un ciclo de respuesta a un desplazamiento lateral del aislador sísmico.

E_S : energía de deformación máxima en el aislador sísmico.

F : fuerza lateral extrema en el aislador sísmico.

F_y : fuerza lateral de fluencia en el aislador sísmico.

G : módulo de corte del neopreno empleado en el aislador.

H_r : altura total de neopreno del aislador.

k_d : rigidez lateral post-fluencia del aislador sísmico.

k_{Dmax} : rigidez efectiva del aislador para el desplazamiento lateral de diseño.

k_{eff} : rigidez lateral efectiva del aislador sísmico.

k_o : rigidez lateral inicial del aislador sísmico.

K_{obj} : rigidez inicial estimada de los aisladores sísmicos.

R : factor de reducción de la fuerza sísmica para la estructura con base fija, según ASCE 7-05.

R_I : factor de reducción para la estructura con aislamiento.

T_A : periodo de la estructura con aislamiento.

T_F : periodo de la estructura con base fija.

T_{obj} : periodo objetivo de la estructura con aislamiento como un sistema de 1 grado de libertad.

V_b : fuerza cortante máxima en el sistema de aislamiento.

V_s : fuerza cortante de diseño para la estructura principal.

W_a : peso de los aisladores y elementos auxiliares.

W_e : peso de la estructura sobre el sistema de aislamiento.

$[C_l]$: matriz de amortiguamiento de la estructura con aislamiento.

$[M_l]$: matriz de masas de la estructura con aislamiento.

$[X_l]$: vector con la forma de vibración del primer modo de la estructura con aislamiento.

ξ_l : porcentaje de amortiguamiento crítico del modo fundamental de vibración de la estructura con aislamiento.

ξ_b : porcentaje de amortiguamiento crítico de los aisladores sísmicos.

ξ_f : porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura con base fija.

σ_{yL} : esfuerzo de fluencia del plomo empleado en el aislador sísmico.

ω_l : frecuencia fundamental de la estructura con aislamiento.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES.

El desarrollo actual de los procedimientos constructivos y de diseño sísmico está orientado a reducir el daño en las estructuras y en el equipamiento de los edificios, de acuerdo con los diversos niveles de solicitación sísmica a que están sometidos. En este sentido, desde hace algunos años se han propuesto estrategias diferentes a las del diseño convencional de edificios (marcos, muros, sistemas mixtos), basadas en dos posibles vías:

- a) El aumento de la capacidad de control de los desplazamientos residuales en la estructura, mediante la inclusión de dispositivos o elementos estructurales con propiedades de autocentrado y cierta capacidad de disipación de energía.
- b) La reducción de la solicitación sísmica sobre la estructura, mediante el aislamiento de la base del edificio respecto al suelo de fundación.

En el marco del desarrollo de estas estrategias innovadoras para la reducción del daño en las estructuras, se ha propuesto, para su uso en elementos estructurales prefabricados con base en concreto postensado, una solución con elementos autocentrados, concepto que fue estudiado para su uso posible en edificios por Priestley y Tao (1993) y Stone (1995); estudios experimentales y analíticos de Priestley *et al* (1999), Rahman y Restrepo (2001), Holden *et al* (2003), Pérez (2007) y Restrepo y Rahman (2007), entre otros, ampliaron la idea inicial para dar forma actual a la alternativa estructural de los muros autocentrados con postensado sin adherencia.

Un muro autocentrado consiste en un muro de concreto armado ligado a la cimentación mediante un tendón de presfuerzo anclado a la zapata, sin unión monolítica entre el muro y la cimentación; para dotar al muro de una reserva de disipación de energía frente a las cargas cíclicas se incluyen barras de acero dúctil, para formar lo que se denomina un sistema híbrido. Una cualidad del muro es la reducción o eliminación de los desplazamientos residuales, debido a la fuerza ejercida por el tendón de presfuerzo (Figura 1.1). Durante un sismo, el muro gira con levantamiento de un extremo de la base, por la falta de monolitismo con la cimentación, pero la fuerza del cable postensado tenderá a regresar al muro a su estado de contacto completo con la base. La fricción inducida por la fuerza del cable, más la carga de gravedad, transfiere el cortante horizontal debido a las cargas laterales en la interfase entre el muro y la cimentación. Para una mayor efectividad del presfuerzo, se recomienda que el tendón no esté adherido al muro. En la actualidad, se cuentan con expresiones para definir algunos aspectos importantes del comportamiento de muros autocentrados (Restrepo y Rahman, 2007; ACI-ITG, 2009), calibradas con resultados de ensayos en muros aislados sometidos a cargas cíclicas, y recomendaciones para el diseño de muros prefabricados con postensado sin adherencia (ACI-ITG, 2009).

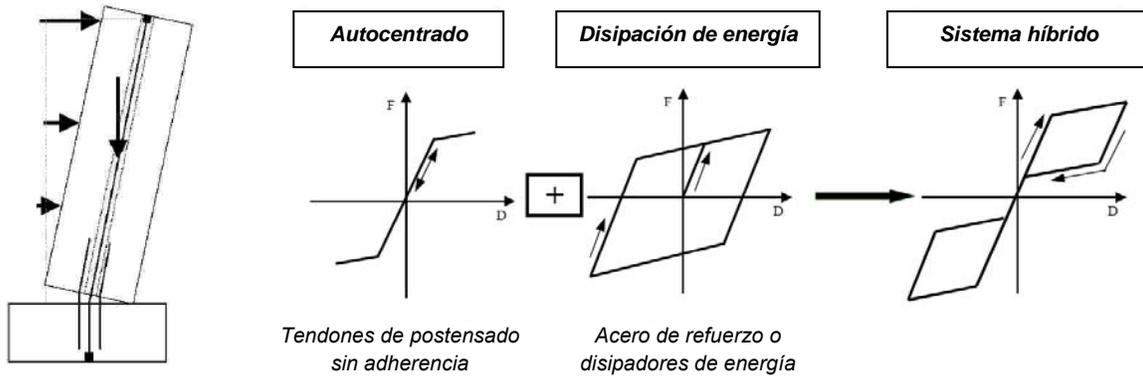


Figura 1.1. Muro autocentrado y comportamiento histerético idealizado del sistema híbrido (Restrepo y Rahman, 2007; Pampanin, 2005).

Otra estrategia, que todavía puede denominarse innovadora, aunque ya hay mayores conocimientos desarrollados a nivel experimental y analítico, así como aplicaciones en la práctica de ingeniería, es la inclusión de sistemas de aislamiento en la base de las estructuras. Estos sistemas están constituidos principalmente de un conjunto de materiales flexibles reforzados: por ejemplo, láminas de neopreno con núcleos de plomo, bloques de neopreno con amortiguamiento alto, resortes metálicos helicoidales, etc.; otra serie de dispositivos aisladores en la base es aquella basada en la fricción, tales como los péndulos de fricción. Países como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, China o Italia ya cuentan con normativa de diseño sismorresistente para este tipo de sistemas (Higashino y Okamoto, 2006). En México existen recomendaciones de diseño sismorresistente en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2008).

La ventaja más notoria de este sistema es la reducción de las distorsiones de piso en el edificio, con la consiguiente reducción de los esfuerzos internos en la estructura del edificio. La idea más sencilla para este caso se da usualmente analizando un sistema de dos grados de libertad (Figura 1.2)

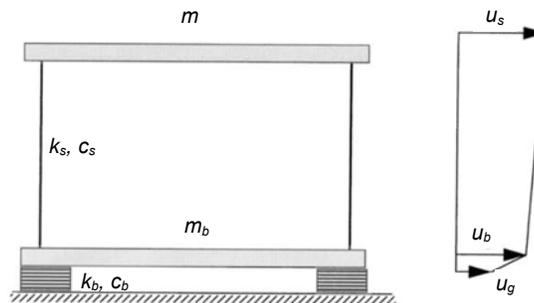


Figura 1.2. Sistema simple de dos grados de libertad con aislamiento en la base (Naeim y Kelly, 1999).

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

En la investigación propuesta se analizan los factores que influyen en el comportamiento sísmico de dos sistemas no convencionales innovadores. El primero de ellos es un sistema muro-marco a base de muros autocentrados, con postensado sin adherencia y con elementos disipadores de energía en la base, que forma parte de la estructura a base de marcos de un edificio. Se conoce que las estructuras a base de sistemas muro-marco, con los muros empotrados en la base, tienen un buen desempeño sísmico. Los estudios iniciales estuvieron orientados a definir las características fuerza-desplazamiento laterales, a nivel de un comportamiento elástico o inelástico, y frente a cargas cíclicas, de los muros autocentrados en forma individual, como elementos estructurales aislados. En esta investigación se propone el estudio del desempeño sísmico de sistemas muro-marco con muros autocentrados con disipadores, con un énfasis en el control de desplazamientos para el dimensionamiento del muro.

Con respecto al uso de sistemas de aislamiento en la base, en realidad no existe un gran número de aplicaciones en el mundo, aunque algunas de ellas hayan sido bastante notables, principalmente en el campo de la rehabilitación de edificios existentes. Los requerimientos de diseño no debieran ser demasiado conservadores a tal punto que se pierdan las ventajas potenciales de este sistema. En este trabajo se propone definir un espécimen de ensaye de un sistema estructural para edificios empleando el sistema de aislamiento en la base, con énfasis en los aisladores a base de neopreno reforzado.

1.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.

Uno de los propósitos principales de esta investigación es el estudio de los sistemas muro-marco con muros autocentrados con base en resultados experimentales, para lo cual se han dedicado los capítulos 2 a 6 al estudio de este sistema. En el desarrollo de este estudio fue preciso adoptar algunos criterios para el diseño de los especímenes a ensayar, debido a que un procedimiento específico de diseño para este tipo de sistemas no se encuentra establecido en algún código actual de diseño.

Los avances en este sentido han sido importantes, al punto de contar con recomendaciones para el diseño de estos muros autocentrados (Restrepo y Rahman, 2007; ACI-ITG, 2009). No obstante estos avances, son necesarios mayores estudios para definir un procedimiento racional para el diseño sísmico de estos elementos, si es que van a ser usados en forma conjunta, por ejemplo, con sistemas a base de marcos. El efecto de la interacción entre los marcos y los muros autocentrados tiene aspectos que hace falta esclarecer y a la fecha no existen estudios experimentales en esta área.

En este contexto, los objetivos del estudio son los siguientes:

- a) Realizar un estudio analítico y experimental del comportamiento ante acciones sísmicas de los sistemas muro-marco con muros auto-centrados, para el caso de sismos leves.
- b) Realizar un estudio analítico y experimental del comportamiento ante acciones sísmicas de los sistemas muro-marco con muros auto-centrados, para el caso de sismos severos, cuando se espera que los sistemas incurrieren en el intervalo inelástico.
- c) Proponer procedimientos amigables para el ingeniero orientados al análisis y diseño sísmico del sistema mencionado, con base en los resultados obtenidos analíticamente y calibrados con los resultados experimentales.

- d) Desarrollar una propuesta para el estudio experimental del comportamiento de un espécimen a base de marcos con aislamiento en la base.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 ASPECTOS EXPERIMENTALES.

Las primeras aplicaciones de los tendones de presfuerzo fueron en conexiones viga-columna de concreto prefabricado, cuando se realizaron ensayos de carga cíclica en conexiones de concreto prefabricado a escala natural, con las columnas pretensadas y las vigas postensadas a media altura de las columnas (Blakeley y Park, 1971). El proyecto PRESSS (*Precast Seismic Structural Systems*), realizado desde los primeros años de la década de 1990 hasta los inicios de 2000, tuvo como objetivo principal el desarrollo de recomendaciones para el diseño sísmico de edificios compuestos por componentes de concreto prefabricado (Priestley, 1996); para ello, una serie de sistemas estructurales para edificios a base de marcos de concreto prefabricado fueron ensayados. Uno de estos sistemas fue el empleo de postensado sin adherencia como el único medio de conexión de las vigas y columnas prefabricadas, sin refuerzo adherido entre ellos; en los ensayos se observó que el comportamiento no lineal estuvo concentrado en las conexiones, a medida que la junta entre las vigas y las columnas se abría y cerraba bajo la acción cíclica. Priestley y MacRae (1996) ensayaron conexiones viga-columna con postensado sin adherencia bajo cargas cíclicas reversibles con desplazamientos controlados para establecer su respuesta estructural. Stone *et al* (1995) ensayaron 10 conexiones viga-columna de concreto prefabricado con postensado y acero de refuerzo adicional bajo carga cíclica. Estos ensayos mostraron que el comportamiento de las conexiones mostraba una capacidad de autocentrado y el acero de refuerzo brindaba una cierta capacidad de disipación de energía. Mander y Cheng (1997) realizaron estudios experimentales en un sistema de pilar de puente de concreto que se comportó como un cuerpo rígido y rotaba en su base bajo una carga lateral, el sistema presentaba un postensado sin adherencia que controló el desplazamiento lateral de la estructura.

Desde la década anterior se ha estudiado el comportamiento de muros de concreto prefabricado con tendones de presfuerzo sin adherencia (Kurama, 1999; Rahman y Restrepo, 2001; Holden, 2003; Kurama *et al*, 2006; Restrepo y Rahman, 2007). En este sistema, los muros prefabricados no tienen refuerzo adherido y continuo en la zona de la junta horizontal con la base, y están conectados a su base mediante un postensado sin adherencia, la ausencia de adherencia en las juntas implica que las deformaciones laterales en los muros se manifiestan en forma de aberturas de la junta entre el muro y su base. Holden *et al* (2003) ensayaron muros a escala 1:2 bajo cargas laterales cíclicas reversibles y compararon el comportamiento registrado con aquél de muros de concreto reforzado; los ensayos mostraron las características de autocentrado y disminución de los desplazamientos residuales del sistema con postensado sin adherencia. Kurama *et al* (2006) ensayaron especímenes a escala 1:2 para investigar el comportamiento no lineal de vigas de acoplamiento para un sistema de muros acoplados híbridos para zonas sísmicas. Los especímenes presentaron desplazamientos inelásticos grandes sin daño significativo en vigas ni en los muros, así como los desplazamientos residuales fueron mínimos debido al efecto restaurador de la fuerza en los tendones de postensado. Rahman y Restrepo (2001) ensayaron muros a escala 1:2 bajo cargas laterales cíclicas reversibles y compararon el comportamiento registrado en especímenes con postensado sin adherencia y diferentes proporciones de barras

disipadoras (acero de refuerzo) para proveer de disipación de energía; posteriormente, propusieron recomendaciones para el diseño de esta clase de muros no acoplados (Restrepo y Rahman, 2007).

En la Figura 2.1 se muestran algunos ejemplos del comportamiento de elementos estructurales construidos con el concepto de autocentrado, desde muros y columnas para edificios de concreto prefabricado con postensado sin adherencia (Kurama, 2000), hasta columnas para puentes de concreto armado con postensado sin adherencia (Ikeda, 1998; Iemura y Takahashi, 2000; Hewes y Priestley, 2002). En todos ellos se manifiesta la forma de comportamiento histerético, de tipo bandera (*flag-shape*), y la propiedad de reducción del desplazamiento residual luego de sucesivas incursiones en el intervalo inelástico bajo cargas cíclicas.

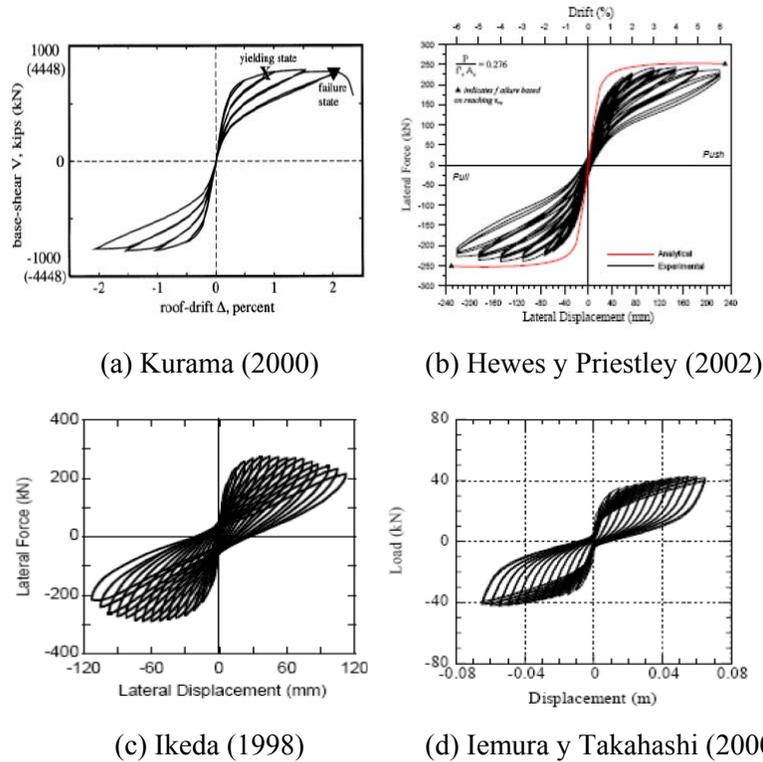


Figura 2.1. Diagramas de fuerza lateral – desplazamiento lateral, obtenidas en experimentos anteriores con sistemas autocentrados (Jeong *et al*, 2008).

2.2 ASPECTOS ANALÍTICOS.

Los primeros avances analítico-experimentales se dieron con el programa PRESSS. Priestley y Tao (1993) realizaron una serie de análisis dinámicos no lineales tiempo-historia en modelos simples de un grado de libertad de sistemas con autocentrado para determinar la respuesta de estos sistemas ante cargas sísmicas. La respuesta sísmica de marcos con uniones formadas por postensado sin adherencia fue estudiada mediante análisis dinámicos tiempo-historia en modelos simplificados (Cheokh *et al*, 1998). El-Sheikh *et al* (2000) realizaron análisis no lineales con modelos de fibras para representar uniones viga-columna ante cargas cíclicas reversibles.

2.2.1 Respuesta de sistemas de un grado de libertad.

Christopoulos *et al* (2002) analizaron la respuesta sísmica de modelos de un grado de libertad (1 GDL) con un comportamiento histerético tipo bandera. Los modelos analizados estuvieron definidos por los parámetros r , la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez inicial, y B , que refleja la capacidad de disipación de energía del sistema. La Figura 2.2 muestra estos parámetros en un diagrama fuerza-desplazamiento, donde en el eje vertical la fuerza $F(x)$ fue dividida por la rigidez inicial k_0 , de modo que la pendiente inicial de la curva mostrada es igual a la unidad (Christopoulos *et al*, 2002). La Tabla 2.1 presenta el intervalo de valores de r y B empleados en el estudio citado.

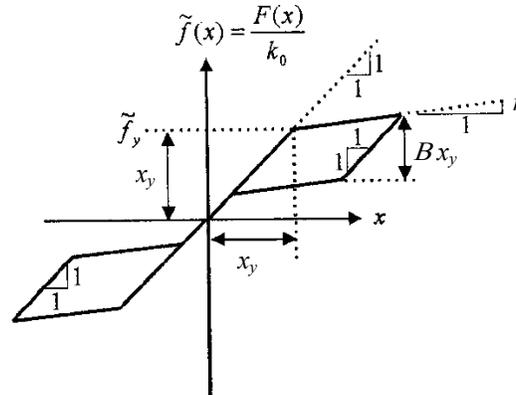


Figura 2.2. Relaciones fuerza-desplazamiento en los sistemas analizados por Christopoulos *et al* (2002).

Tabla 2.1. Parámetros r y B empleados los sistemas analizados por Christopoulos *et al* (2002).

Coeficiente de rigidez post-fluencia r	Coeficiente de disipación de energía B			
	0.00	0.30	0.60	1.00
0.02				
0.10				
0.20				
0.35				

Además, en cada sistema de 1 GDL se definió el periodo inicial T_o y la relación de resistencia lateral η , definida como el cociente entre la fuerza de fluencia y el peso del sistema:

$$\eta = \frac{F_y}{W} \quad (2.1)$$

En el estudio de Christopoulos *et al* (2002) los sistemas analizados fueron objeto de análisis tiempo-historia con 20 registros de movimientos fuertes del terreno obtenidos en suelos rígidos en California, escalados para aproximar los espectros de respuesta de los registros a un espectro objetivo para un porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%. Los resultados principales fueron los valores promedio de la demanda de ductilidad de desplazamiento (Figura 2.3) y la aceleración máxima alcanzada en los sistemas. En general, la demanda de ductilidad de desplazamiento se reduce al aumentar los valores de r y B , siendo la reducción más significativa en los sistemas con periodo corto ($T_o < 1.0$ s) y los sistemas con relaciones de resistencia relativamente bajas ($\eta < 0.3$). Para un valor determinado de r y B , la demanda de ductilidad de desplazamiento aumenta a medida que decrece el periodo T_o y decrece la relación de resistencia η . A nivel de las aceleraciones máximas, este parámetro de la respuesta no está influido significativamente por la variación de B , mientras que a medida que r aumenta, las aceleraciones máximas tienden a asemejarse con aquellas propias de una respuesta elástica, para cualquier valor de η .

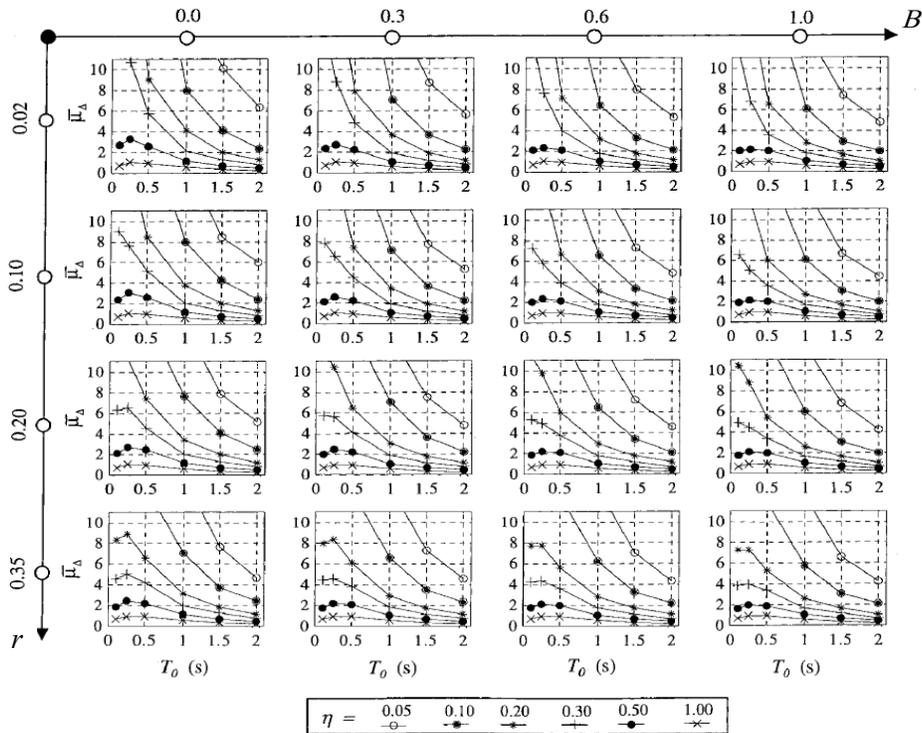


Figura 2.3. Demandas promedio de ductilidad de desplazamiento en los sistemas analizados por Christopoulos *et al* (2002).

Los sistemas analizados fueron comparados con un sistema elastoplástico bilineal, considerando $r = 0.02$; en términos de ductilidad de desplazamiento, los sistemas con histéresis tipo bandera con $r = 0.02$ presentaron mayores demandas, para cualquier valor de B , mientras que las aceleraciones máximas

fueron de órdenes de magnitud similares. Sin embargo, a medida que r aumenta, las demandas de ductilidad de desplazamiento fueron menores en los sistemas con histéresis tipo bandera, aunque en estos sistemas las aceleraciones máximas tienden a aumentar ligeramente, principalmente en sistemas con periodo inicial corto ($T_o < 1.0$ s).

Seo y Sause (2005) estudiaron la respuesta sísmica de sistemas de 1 GDL con histéresis tipo bandera, en forma de espectros de ductilidad con factores de reducción R constante, donde R es el cociente entre la fuerza elástica máxima para un sismo determinado, V_e , y la fuerza de fluencia del sistema, F_y :

$$R = \frac{V_e}{F_y} \quad (2.2)$$

La relación entre el factor de reducción R y el índice de resistencia η se puede establecer a partir del coeficiente sísmico, C_e . Se conoce que el coeficiente sísmico es la relación entre el cortante basal requerido para que la estructura permanezca elástica en el sismo de diseño, V_e , y el peso del sistema, W :

$$C_e = \frac{V_e}{W} \quad (2.3)$$

Con las definiciones de R y η se demuestra:

$$\eta \cdot R = C_e \quad (2.4)$$

En el estudio de Seo y Sause (2005) se consideró un intervalo de valores de r de 0 a 0.20 y un intervalo de valores de B de 0 a 1.0, con valores de R de 2 a 6. Las tendencias que obtuvo son similares a las encontradas por Christopoulos *et al* (2002). Es decir, la demanda de ductilidad aumenta con el incremento de R (disminución de η). Además, la regla de igualdad de desplazamientos (inelásticos con los elásticos) no es conservadora y recomiendan que no se aplique a sistemas con histéresis tipo bandera con valores de r bajos y de B menores que 1, para cualquier valor de R . Las demandas de ductilidad de desplazamiento aumentan a medida que el suelo es más flexible, especialmente cuando los sistemas presentan una resistencia lateral baja (valores de R altos o η bajos). El incremento de r es efectivo en reducir las demandas de ductilidad de desplazamiento en sistemas con periodo menor a 0.5 s, pero no es tan efectivo cuando los sistemas tienen una resistencia lateral elevada ($R = 2$). El incremento de B disminuye la demanda de ductilidad de desplazamiento sobre un amplio intervalo de periodos, hasta 3 s.

2.2.2 Modelos de análisis.

Los sistemas autocentrados pueden ser modelados usando técnicas aparentemente más detalladas tales como el uso de elementos finitos sólidos, pero estas soluciones son imprácticas para realizar análisis tiempo-historia no lineales de una estructura completa (Lyebe y Christopoulos, 2011). Una técnica más sencilla es el uso de elementos tipo fibra, donde los elementos cercanos al nudo tienen una resistencia nula a la tensión (Kurama, 1999). Un modelo con elementos de fibra puede ser usado para representar el muro autocentrado, con elementos unidimensionales de tipo contacto ubicados en el centro de rotación aproximado para el giro en cada dirección. La ubicación más precisa del centro de rotación (que equivale al eje neutro) puede ser capturada usando más elementos de contacto a lo largo de la longitud de contacto. Pennucci *et al* (2009) mostraron que pueden ser necesarios hasta 20 elementos para reproducir esta transición. Sin embargo, una técnica práctica de modelado es el uso de un modelo de

plasticidad concentrada. En este caso, se emplea un resorte único con una histéresis tipo bandera; una alternativa es representar el movimiento de la zona de contacto con dos resortes, uno que modela la disipación de energía en paralelo con otro que modela el comportamiento elástico en la zona de contacto. El modelo de histéresis puede ser calibrado mediante el uso de resultados experimentales o de una estrategia analítica (Pampanin *et al*, 2001; Pennucci *et al*, 2009).

La histéresis multilínea obtenida con estos procedimientos puede dar lugar a la presencia de unos “saltos” de alta frecuencia en la historia de aceleraciones que pueden distorsionar la respuesta máxima de la estructura en términos de aceleraciones, aunque no necesariamente en los desplazamientos (Lyebe y Christopoulos, 2011). Para reducir estos efectos, Lyebe y Christopoulos (2011) plantearon un refinamiento del modelo de histéresis tipo bandera, con base en la eliminación de los cambios abruptos en las rigideces en los tramos de carga, descarga y recarga, usando funciones de Bezier para modelar una transición gradual de la rigidez. Esta solución, sin embargo, todavía no se ha empleado en los programas de análisis dinámico no lineal, para su uso extendido.

2.3 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO Y NORMATIVIDAD.

Los diversos experimentos realizados han mostrado las ventajas de los muros de concreto prefabricado con postensado sin adherencia, y algunos estudios analíticos han sido realizados con el objetivo de proponer metodologías para el diseño sísmico de estos elementos estructurales (Kurama, 2005; Restrepo y Rahman, 2007; Pennucci *et al*, 2009). Kurama (2005) propuso una estrategia de diseño sísmico basado en el desempeño, en la cual la definición de la distorsión lateral empleaba una estimación de la rigidez lateral para el muro, cuyos parámetros para definirla no estaban claramente establecidos, por lo que en la verificación de su propuesta se encontró una gran dispersión en el cálculo de las demandas de distorsión lateral y no se consiguió realmente un control de la demanda de desplazamientos. Los resultados mostraban que era necesaria una mayor investigación para establecer relaciones apropiadas entre el nivel de resistencia lateral y la demanda de ductilidad de desplazamiento de estas estructuras. Restrepo y Rahman (2007) presentaron algunos lineamientos para el control del deslizamiento por cortante, el control de la fuerza de postensado, el dimensionado de las barras disipadoras y el control de la profundidad del eje neutro; asimismo, propusieron expresiones para predecir una curva de comportamiento bilínea para los muros autocentrados con y sin barras disipadoras, con base en la identificación de dos estados límite relevantes, el punto de fluencia de los disipadores y el punto de fluencia del tendón de postensado, sin verificar si este estado límite pudiera estar antecedido de otro estado límite, el de ruptura de los disipadores. Pennucci *et al* (2009) propusieron una estrategia de diseño sísmico basado en desplazamientos, siguiendo los criterios de Priestley *et al* (2007), con base en el uso de un espectro de diseño para un amortiguamiento equivalente relacionado con cierta demanda de ductilidad.

Algunos de los planteamientos desarrollados en estos y otros trabajos han sido considerados en el documento ACI ITG-5.2-09 titulado “Requerimientos para el diseño de un muro especial de corte prefabricado con postensado sin adherencia y Comentarios”, emitido el año 2009. Los requerimientos más importantes relevantes a este estudio se resumen a continuación.

2.3.1 Normatividad ACI ITG-5.2-09.

El Grupo de Tecnologías Innovadoras del ACI (ACI-ITG) publicó en 2009 un documento, el ACI-ITG-5.2-09, donde se establecen requerimientos para el diseño de muros prefabricados con postensado sin adherencia, con base en diversos trabajos experimentales y analíticos realizados hasta la fecha de su publicación. De acuerdo a este documento, las características básicas del muro autocentrado son:

- a) Los tendones de postensado están colocados dentro de un ducto simple ubicado en el eje central vertical del muro o en dos o más ductos colocados simétricamente a cada lado del eje central vertical, dentro del 10% de la longitud del muro desde el eje central.
- b) Para el caso de muros no acoplados (como es el caso del presente estudio), las barras disipadoras de energía son dispuestas en dos conjuntos colocados simétricamente alrededor del eje central vertical, cruzando la interfase entre la parte inferior del muro y la cimentación.

El postensado sin adherencia tiene dos objetivos principales

- a) El acero de presfuerzo debiera permanecer elástico durante el sismo básico de diseño, de modo que fuerce al muro a regresar a su posición inicial luego del sismo.
- b) La fricción inducida por el postensado y la carga de gravedad en el muro transfiere el cortante horizontal en la interfase entre el muro y la cimentación, o entre los paneles prefabricados que componen el muro.

Las barras disipadoras de energía tienen tres funciones principales:

- a) Es la primera fuente de disipación de energía del muro durante un evento sísmico.
- b) Contribuye a la resistencia a flexión del muro.
- c) Puede resistir los desplazamientos del muro fuera de su plano en el caso excepcional que los anclajes de postensado se deslicen durante un evento inesperado. Debido a que la capacidad de deformación de las barras disipadoras parecen controlar la capacidad máxima o la capacidad de distorsión del muro, se recomienda que las barras disipadoras estén colocadas lo más cerca posible del eje central vertical del muro.

Entre los requerimientos básicos a tomar en cuenta en el diseño de los muros se encuentran los siguientes, referidos a la resistencia de estos elementos. No se presentan requerimientos de rigidez lateral.

2.3.1.1 Requerimientos generales.

- a) Los materiales a usar en los muros y los ductos para los cables y las barras disipadoras deben cumplir los requerimientos del reglamento ACI-318.
- b) En el acero de presfuerzo, las deformaciones calculadas no deberán exceder de 0.01 para la distorsión de diseño para el muro, θ_{Ldis} . Esfuerzos efectivos en el cable (después de las pérdidas) menores que $0.3 f_{pu}$ no son recomendados.
- c) El concreto de los muros tendrá un valor de f'_c no menor que 28 MPa (280 kg/cm²).

- d) La superficie de contacto de la cimentación con el muro debe ser preparada con un mortero de contracción nula; el mortero deberá contener al menos 0.1% en volumen de fibras, conforme al ASTM C1-107. Las fibras pueden ser de polipropileno o acero.
- e) Distorsión total. La distorsión límite está definida por la ecuación, expresada en porcentaje:

$$0.90 \leq 0.80 \left(\frac{H_w}{L_w} \right) + 0.50 \leq 3.00 \quad (\%) \quad (2.5)$$

Donde H_w y L_w son la altura y la longitud del muro, respectivamente. La distorsión total de diseño, θ_{Ldis} , y la distorsión de piso, no deberá exceder de dos tercios de la distorsión límite calculada con la ecuación (2.5).

El muro será diseñado para tener una capacidad de distorsión, θ_{Lmax} , igual o mayor que la distorsión límite definida en la ecuación (2.5).

- f) La capacidad de distorsión de la estructura será al menos igual a la capacidad de distorsión de los muros, tanto a nivel global como de cada piso.
- g) Los muros serán de espesor constante en toda su altura y tendrán una relación altura-longitud, H_w/L_w , igual o mayor que 0.5.
- h) Bajo movimientos horizontales, el muro será diseñado para girar alrededor de su base con un movimiento esencialmente de cuerpo rígido.
- i) Para muros no acoplados (como es el caso del presente estudio), bajo el sismo básico de diseño, la zona de contacto entre el muro y la cimentación será la única zona donde el comportamiento no lineal es permitido.
- j) Los tendones de presfuerzo serán concéntricos. Las fuerzas en los tendones serán tales que brinden una fuerza de sujeción suficiente para resistir, sin deslizamiento, la fuerza lateral en el muro cuando la resistencia probable a flexión del muro es alcanzada. Asimismo, las fuerzas máximas en los tendones, en el nivel de distorsión de diseño, θ_{Ldis} , serán menores que la resistencia especificada a la fluencia del acero de presfuerzo, f_{py} .

Para asegurar que la estructura no presente deformaciones permanentes después de un sismo importante, los tendones deben mantenerse elásticos durante el sismo básico de diseño. Se necesita que la fuerza de postensado sea suficiente para causar la fluencia a compresión de las barras disipadoras, de modo que la abertura entre el muro y la cimentación se cierre después del evento sísmico.

- k) La mitad del refuerzo para disipación de energía será colocada a cada lado del eje central vertical del muro. El refuerzo tendrá la capacidad de proveer una relación de disipación de energía relativa de 1/8. La relación de disipación de energía relativa es el cociente entre la energía disipada en un ciclo de histéresis por los elementos disipadores de energía y la energía máxima que teóricamente puede ser disipada por la estructura en el mismo ciclo de histéresis.

2.3.1.2 Requerimientos de diseño.

- a) Fuerza de postensado. Se debe emplear la siguiente expresión:

$$A_{ps} f_{se} + 0.9 D_c = A_s f_u \quad (2.6)$$

El lado derecho de la expresión (2.6) representa la capacidad a rotura de las barras disipadoras. A_{ps} es el área de acero de presfuerzo y D_c es el peso propio del muro más las cargas permanentes. El valor de f_{se} así como la ubicación de las barras disipadoras serán tales que se presente la fluencia en el disipador antes que el postensado alcance el 95% del esfuerzo.

- b) Las barras disipadoras proveerán por lo menos el 25% de la capacidad a flexión del muro en la interfase muro-cimentación. La longitud de desarrollo es $25 d_b$ en acero corrugado.
- c) La resistencia nominal al corte y el refuerzo por corte del muro serán calculados según las disposiciones del ACI-318. La capacidad a cortante del muro y el cortante en la interfase muro-cimentación no serán menores que el cortante asociado a la capacidad a flexión del muro en la interfase muro-cimentación. El cortante nominal en la interfase podrá calcularse con la expresión:

$$V_{ni} = \mu_c C \quad (2.7)$$

C es la fuerza de compresión en el muro y $\mu_c = 0.50$, salvo valor justificado con pruebas de laboratorio. El factor de resistencia en corte es $\phi = 0.75$.

- d) La resistencia nominal a flexión y carga axial del muro serán calculados según las disposiciones del ACI 318. La capacidad a flexión no será menor que el momento flector calculado para una distorsión igual a la distorsión de diseño, θ_{Ldis} . La resistencia nominal en la interfase muro-cimentación para θ_{Ldis} , será calculada aplicando condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.
- e) La resistencia probable a flexión del muro, M_{pr} , y la correspondiente distorsión máxima, θ_{Lmax} , serán calculadas aplicando condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones (ver Figura 2.4). La deformación en el disipador en tensión, ε_s , será calculada con la expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta_s}{L_s + \alpha_b d_b} \quad (2.8)$$

L_s es la longitud libre de la barra disipadora, d_b el diámetro de la barra, α_b es un coeficiente de longitud adicional, que varía en un rango de 2.0 a 5.5. ε_s no será mayor que 0.85 veces la deformación en rotura de la barra.

La deformación en el acero de presfuerzo, ε_{prs} , se calcula con:

$$\varepsilon_{prs} = \varepsilon_{se} \Delta_s + \frac{\Delta_{prs}}{L_{ups}} \quad (2.9)$$

L_{ups} es la longitud libre del tendón y ε_{se} es la deformación inicial del tendón. El esfuerzo máximo en el tendón, f_{prs} , no debe exceder a f_{py} .

La resistencia probable a flexión, M_{pr} , es la suma de las contribuciones de las barras disipadoras, M_s , y los tendones de postensado, M_{prs} .

$$M_s = A_s f_u \left(\frac{L_w - a}{2} \right) \quad (2.10)$$

$$M_{prs} = A_{ps} f_{prs} \left(\frac{L_w - a}{2} \right) \quad (2.11)$$

Donde $a = \beta c$, y f_{prs} es el esfuerzo en los tendones correspondiente a Δ_{prs} .

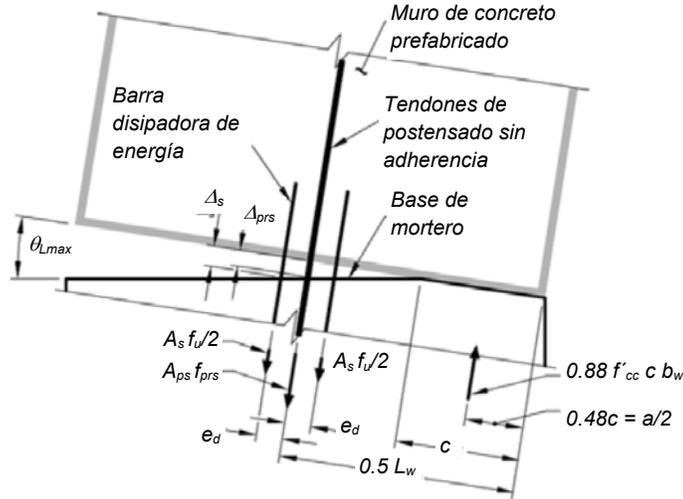


Figura 2.4. Variables para el cálculo de la resistencia probable del muro (ACI, 2009).

- f) Se recomienda que la distancia de las barras disipadoras al eje central vertical, e_d , sea tal que:

$$\frac{L_w - e_d}{L_w + e_d} > 0.78 \quad (2.12)$$

Esto implica que e_d sea menor que $0.062 L_w$, para asegurar que el esfuerzo en las barras disipadoras pueda ser considerado de la misma magnitud, f_u , para los dos grupos.

- g) El concreto comprimido será confinado mediante refuerzo transversal siguiendo las disposiciones del ACI-318. El refuerzo transversal estará distribuido horizontalmente desde la fibra extrema en compresión una distancia no menor que $0.95 c$, y no menor que 12" (305 mm, no aplicable en el caso de los especímenes en miniatura del presente estudio), donde c es la profundidad del eje neutro.
- h) Para el cálculo de los esfuerzos de compresión en el concreto, se puede usar una distribución rectangular equivalente de esfuerzos, definido por:
- Un esfuerzo de $0.92 f'_{cc}$, distribuido uniformemente en una zona de compresión rectangular hasta $0.96 c$, desde la fibra extrema en compresión.
 - El valor de f'_{cc} se define con la Tabla 2.2 a partir de la relación entre la resistencia del concreto f'_c y el esfuerzo de confinamiento efectivo lateral, f'_L .

$$f'_L = 0.35 \rho_s f_{yt} , \text{ con estribos rectangulares} \quad (2.13)$$

ρ_s es la relación entre el volumen del refuerzo por confinamiento y el volumen del concreto confinado y f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

Tabla 2.2. Resistencia del núcleo a la resistencia del concreto en función del confinamiento lateral.

f'_L/f'_c	0.036	0.072	0.108	0.144	0.180
f'_{cc}/f'_c	1.23	1.43	1.60	1.76	1.90

Se recomienda un valor de $\beta = 0.96$ para un rango de f'_c entre 28 a 55 MPa (285 a 560 kg/cm²).

- i) La distorsión máxima, θ_{Lmax} , no excederá el valor de la distorsión en la cual se alcanza la deformación máxima útil en la fibra extrema en compresión.

$$\theta_{Lmax} < \frac{\varepsilon_{cMAX} L_p}{c} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_{cMAX} = 0.004 + 4.6 \varepsilon_{sut} \left(\frac{f'_L}{f'_{cc}} \right) \quad (2.15)$$

ε_{sut} es la deformación última del refuerzo transversal y L_p es la altura efectiva de la rótula plástica al pie del muro, donde $L_p = 0.06 H_w$.

- j) La resistencia especificada a la compresión del mortero en la zona de contacto de la cimentación con el muro será no menor que la resistencia a la compresión del concreto del muro. La resistencia a la compresión del concreto confinado, f'_{cc} , no excederá de 2.5 veces la resistencia especificada a la compresión del mortero.

CAPÍTULO 3

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESPECÍMENES EN MINIATURA DE SISTEMAS MIXTOS MARCO-MURO AUTOCENTRADO

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES.

Los especímenes estudiados en esta investigación consistieron en un marco de acero y uno o dos muros de concreto reforzado con cables de postensado sin adherencia y barras disipadoras de acero en la base. El marco y los muros se unieron mediante elementos rígidos de acero, en cada nivel, encargados de transmitir las fuerzas inerciales. Se emplearon lingotes de acero sobre perfiles metálicos en cada nivel para representar la masa del edificio, unidos mediante una placa de acero para formar un diafragma rígido. Los marcos longitudinales (paralelos a la dirección del ensaye) tienen unas piezas de acero reemplazables, denominadas fusibles, ubicadas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas, donde se concentran las acciones sísmicas y se forman las rótulas plásticas (Figura 3.1). Este marco de acero con fusibles fue empleado por primera vez por Kao (1998) en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda (Rodríguez *et al*, 2006), y un marco con características semejantes ha sido empleado en la UNAM, México, en trabajos experimentales llevados a cabo por Blandón (2006) y Sánchez (2008).

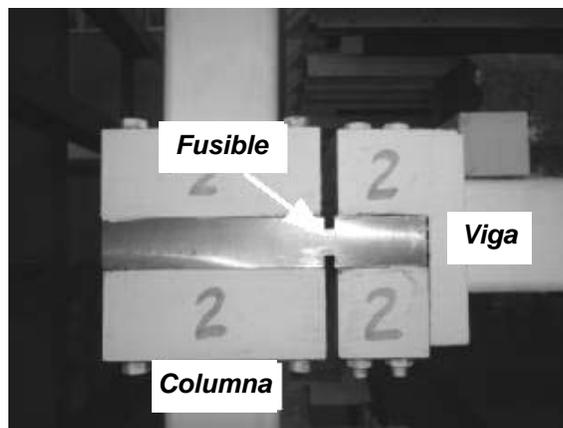


Figura 3.1. Detalle de fusible en unión viga-columna.

Para el diseño del muro se empleó un concreto con resistencia especificada a la compresión, f'_c , de 34.3 MPa (350 kg/cm²) y un esfuerzo especificado de fluencia, f_y , de 412 MPa (4200 kg/cm²) para el acero de refuerzo del muro y las barras disipadoras. Los fusibles del marco se diseñaron con un acero del tipo A-36. Los tendones de postensado se consideraron de acero con una resistencia última especificada, f_{pu} , de 1670 MPa (17000 kg/cm²).

3.1.1 Consideraciones de diseño.

Aunque el procedimiento de diseño para este tipo de sistemas innovadores no se encuentra establecido en reglamentos actuales de diseño, en este trabajo se dan algunos criterios básicos para definir el espectro de diseño y las fuerzas de diseño en los elementos del sistema dual con muros autocentrados.

El espectro de diseño adoptado fue el de la NTCS del Estado de Guerrero, suelo firme (tipo I), para la zona de Acapulco (zona D) y edificaciones tipo B, por ser un espectro cuyas ordenadas espectrales son elevadas para periodos cortos en comparación a aquellas de la NTCS del Distrito Federal (Figura 3.2). Se tenía previsto ensayar especímenes de edificaciones en miniatura de 5 pisos, por lo que la ordenada espectral fue la correspondiente a la meseta del espectro. El factor de comportamiento sísmico fue igual a 2 y la distorsión máxima de piso para el diseño fue igual a 0.012.

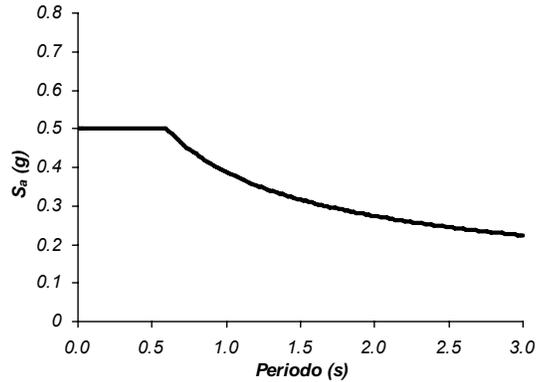


Figura 3.2. Espectro de diseño. Zona de Acapulco, suelo tipo I, edificaciones tipo B.

La sollicitación sísmica para los muros fue definida con base en la asignación de un porcentaje del momento de volteo del sistema total al momento de volteo de los muros (Sánchez, 2008). De esta manera, se pretende estudiar experimentalmente el comportamiento sísmico de especímenes con una participación variable de los muros en el momento total, en un intervalo de 30% (especímen A1) a 60% (especímen A2). El dimensionado y el diseño del refuerzo de los muros autocentrados se realizó con base en las propuestas de Restrepo y Rahman (2007) y el documento ACI-ITG-2009 (Sánchez, 2009). El dimensionado de los elementos del marco realmente está concentrado en los fusibles, elementos de conexión entre vigas y columnas y en la base de columnas del primer piso, de modo que tengan la rigidez, la resistencia y la capacidad de disipación de energía necesarias para que los muros autocentrados alcancen el comportamiento inelástico que se pretende estudiar. Los esfuerzos de postensado final en cada espécimen fueron estimados en $0.45 f_{pu}$ y $0.30 f_{pu}$ para los especímenes A1 y A2, respectivamente. El porcentaje del cortante total que tomaron los muros autocentrados a nivel de diseño fue igual a 46% y 70% en los especímenes A1 y A2, respectivamente.

Los ensayos realizados en los especímenes A1 y A2 fueron:

- a) Ensaye de vibración ambiental.
- b) Ensaye de vibración libre.
- c) Ensaye de movimiento sísmico de baja intensidad (10% del sismo de ensaye, 7% en el caso del espécimen A2).

- d) Ensaye de movimiento sísmico de alta intensidad (100% del sismo de ensaye).
- e) Ensaye de movimiento sísmico de muy alta intensidad (150% del sismo de ensaye, 125% en el caso del espécimen A2).

3.1.2 Geometría y materiales.

3.1.2.1 Especimen A1.

El espécimen A1 consistió en un marco de acero y un muro de concreto reforzado con cables de postensado no adheridos al concreto y barras disipadoras de acero en la base. El marco y los muros se unieron mediante armaduras de acero con uniones articuladas en cada nivel encargadas de transmitir las fuerzas inerciales. Se colocaron seis lingotes de acero sobre perfiles metálicos en cada nivel para representar la masa del edificio, unidos mediante una placa de acero para formar un diafragma rígido (Figura 3.3b). Los marcos longitudinales tienen las características descritas en el inicio de la sección 3.1.

Antes de los ensayos se realizaron pruebas de control de calidad de los materiales usados. De este modo, se obtuvo una resistencia a la compresión de 44.1 MPa (450 kg/cm²) para el concreto y un esfuerzo de fluencia de 431.6 MPa (4400 kg/cm²) para el acero de refuerzo del muro y las barras disipadoras. El acero de los fusibles del marco presentó un esfuerzo de fluencia de 313.9 MPa (3200 kg/cm²). El acero de los tendones de postensado tuvo una resistencia última, f_{pu} , de 1802.1 MPa (18370 kg/cm²). El muro tenía una sección de 0.35x0.09m, con dos tendones de postensado de 6mm de diámetro y dos barras disipadoras de 6mm de diámetro. Las barras disipadoras fueron preparadas sobre la base de barras corrugadas de 9.5mm de diámetro maquinadas en una longitud L_s de 65mm para generar el disipador tipo *dog-bone* de superficie lisa (Figura 3.4). Los pesos de cada piso, se estimaron en 13.7 kN (1410 kg) en el primer piso, 13.6 kN (1390 kg) en los pisos 2, 3 y 4, y 13.4 kN (1370 kg) en el quinto piso. En las Figuras 3.3 y 3.4 se presentan los esquemas de elevación y planta del espécimen, así como detalles del refuerzo del muro autocentrado y las barras disipadoras empleadas.

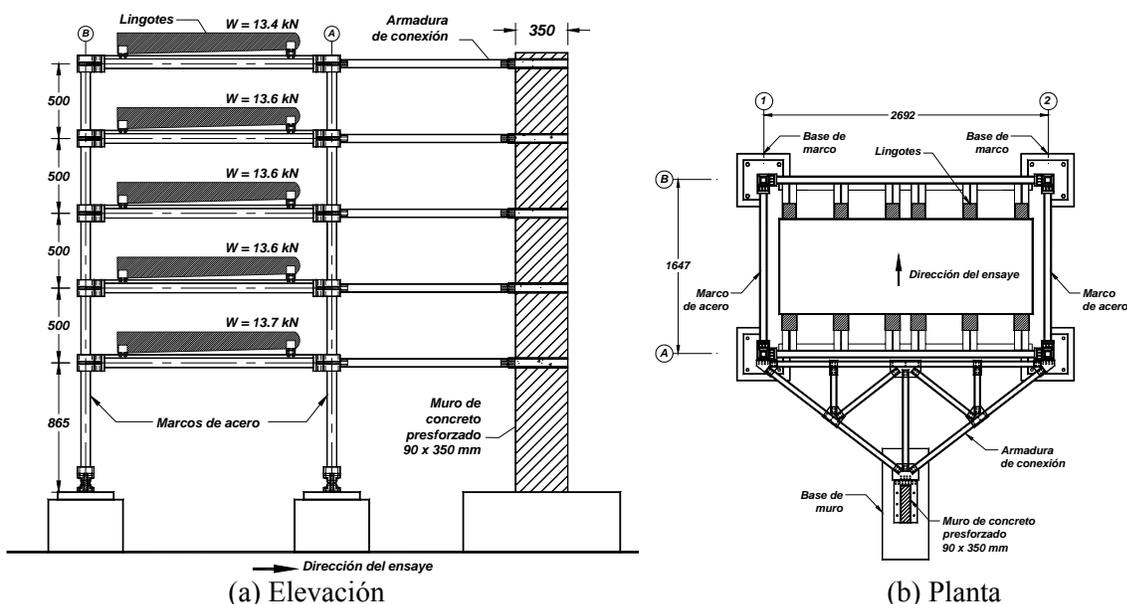


Figura 3.3. Elevación y planta del espécimen A1.

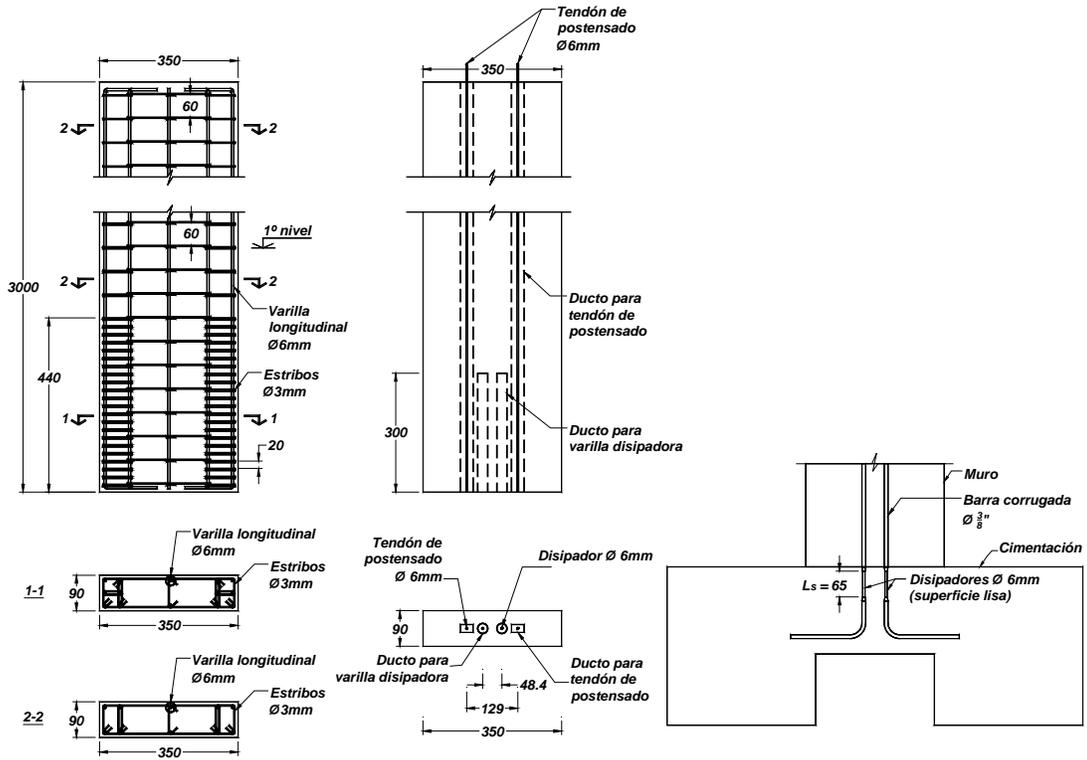


Figura 3.4. Espécimen A1, detalles de refuerzo y sección transversal del muro autocentrado. En la Figura 3.5 se presenta la curva esfuerzo-deformación obtenido experimentalmente para el acero de presfuerzo de los tendones empleados en el espécimen.

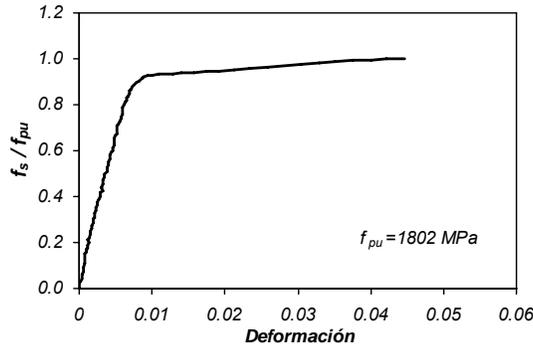


Figura 3.5. Curva esfuerzo-deformación experimental del acero de presfuerzo empleado en el espécimen A1.

3.1.2.2 Espécimen A2.

Se construyó el espécimen denominado A2 con dos muros autocentrados de manera tal que los muros tuvieran una mayor participación en el momento de volteo total del sistema respecto al espécimen A1. El marco y los muros se unieron mediante bielas (barras con uniones articuladas) de acero en cada nivel encargadas de transmitir las fuerzas inerciales. Se colocaron seis lingotes de acero sobre perfiles

metálicos en cada nivel para representar la masa del edificio, unidos mediante una placa de acero para formar un diafragma rígido (Figura 3.6b). Los marcos longitudinales tienen las características descritas en el inicio de la sección 3.1.

Cada muro tenía una sección de 0.55x0.09m, con dos tendones de postensado de 7mm de diámetro y dos barras disipadoras de 7mm de diámetro. Con base en los ensayos de control de calidad de los materiales, se obtuvo una resistencia a la compresión de 48.1 MPa (490 kg/cm²) para el concreto y un esfuerzo de fluencia de 431.6 MPa (4400 kg/cm²) para el acero de refuerzo del muro y las barras disipadoras. El acero de los fusibles del marco presentó un esfuerzo de fluencia de 269.8 MPa (2750 kg/cm²). El acero de los tendones de postensado tuvo una resistencia última, f_{pu} , de 1758.0 MPa (17920 kg/cm²). Las barras disipadoras fueron preparadas sobre la base de barras corrugadas de 12.7mm de diámetro maquinadas en una longitud L_s de 100mm para generar el dissipador tipo *dog-bone* de superficie lisa (Figura 3.7). En las Figuras 3.6 y 3.7 se presentan la elevación y la planta del espécimen A2, así como detalles del refuerzo del muro autocentrado típico y las barras disipadoras empleadas. En la Figura 3.8 se presenta la curva esfuerzo-deformación obtenido experimentalmente para el acero de presfuerzo de los tendones empleados en el espécimen.

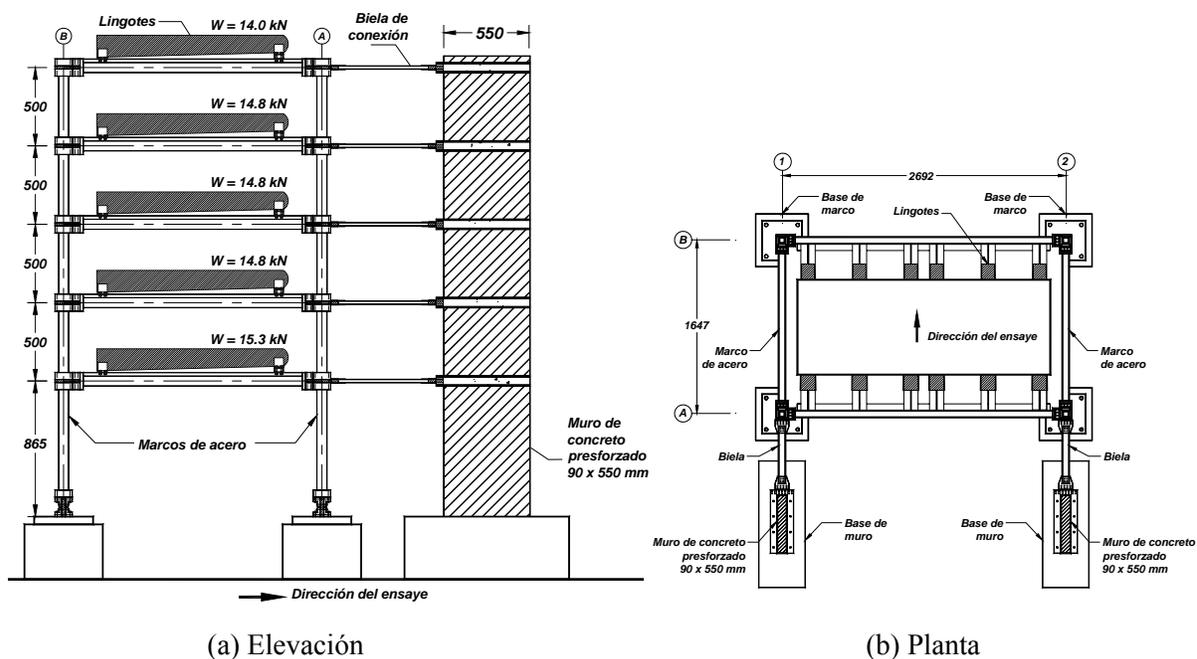


Figura 3.6. Elevación y planta del espécimen A2.

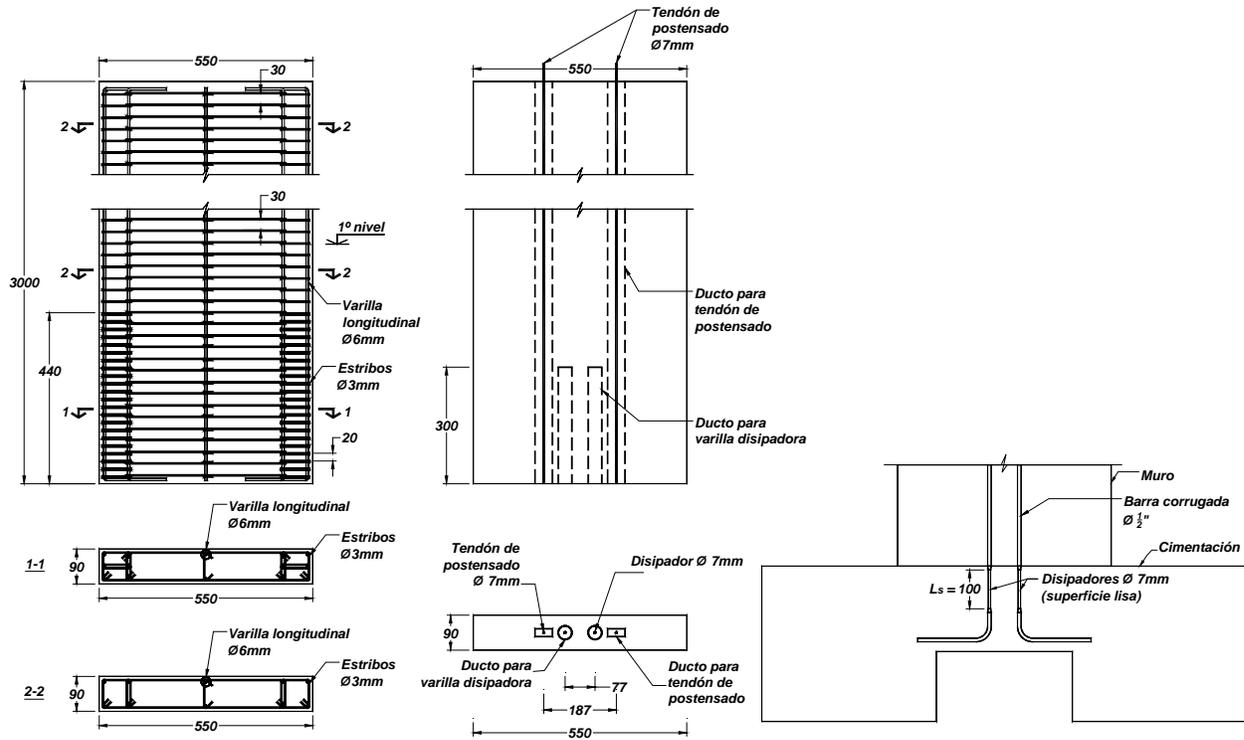


Figura 3.7. Espécimen A2, detalles de refuerzo y sección transversal del muro autocentrado.

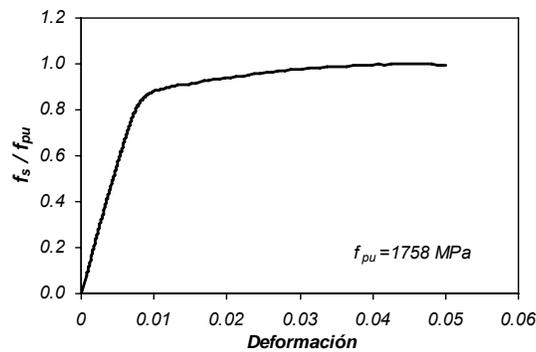


Figura 3.8. Curva esfuerzo-deformación experimental del acero de preesfuerzo empleado en el espécimen A2.

3.1.3 Proceso constructivo.

En la Figura 3.9 se ilustran algunas de las etapas relevantes de los trabajos en el Laboratorio de la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para la construcción y montaje del espécimen dual autocentrado A2.



(a) Detalle de ductos de postensado



(b) Zapata terminada.



(c) Armadura de muros.



(d) Detalle de ductos en la base

Figura 3.9. Fotos del montaje del espécimen A2 y labores preparatorias para el ensaye en mesa vibradora.



(e) Colado de concreto en la base.



(f) Acondicionamiento de muros.



(g) Fijación de bloques para la calibración.



(h) Calibración de la mesa vibradora.



(i) Inicios del montaje de marco metálico.



(j) Montaje del marco metálico.

Figura 3.9. Fotos del montaje del espécimen A2 y labores preparatorias para el ensaye en mesa vibradora. (Continuación)



(k) Montaje de placas de acero de entrespiso.



(l) Montaje de muros.



(m) Colocación de arriostres auxiliares.



(n) Fijación de acelerómetros.



(o) Ensamblaje entre marco y muros.



(p) Especimen ensamblado.

Figura 3.9. Fotos del montaje del espécimen A2 y labores preparatorias para el ensaye en mesa vibradora. (Continuación)

3.1.4 Instrumentación de los especímenes.

Para la obtención de los parámetros de la respuesta estructural más importantes en los especímenes ensayados, se instalaron una serie de acelerómetros en la base y en los cinco niveles de éstos para medir las aceleraciones absolutas de cada piso. Además se instalaron transductores de desplazamiento sobre torres de medición fijados en la base de la mesa vibradora, para la medición de los desplazamientos relativos respecto a la base en cada piso de la estructura, transductores de desplazamiento sobre un marco fijado fuera de la mesa vibradora, para la medición de los desplazamientos absolutos en todos los pisos. Asimismo, se instalaron una serie de transductores de desplazamiento en uniones viga-columna de los cinco niveles y en la base de la columna del marco metálico, para la medición de las rotaciones en los fusibles del marco. En la Figura 3.10 se muestra una elevación general de la ubicación de los transductores de desplazamiento, para los dos especímenes ensayados. En la Figura 3.11 se presenta la ubicación en planta de los acelerómetros y transductores de desplazamiento instalados en los especímenes; por razones de espacio disponible en la mesa solamente fue posible instalar una torre de medición para el espécimen A2.

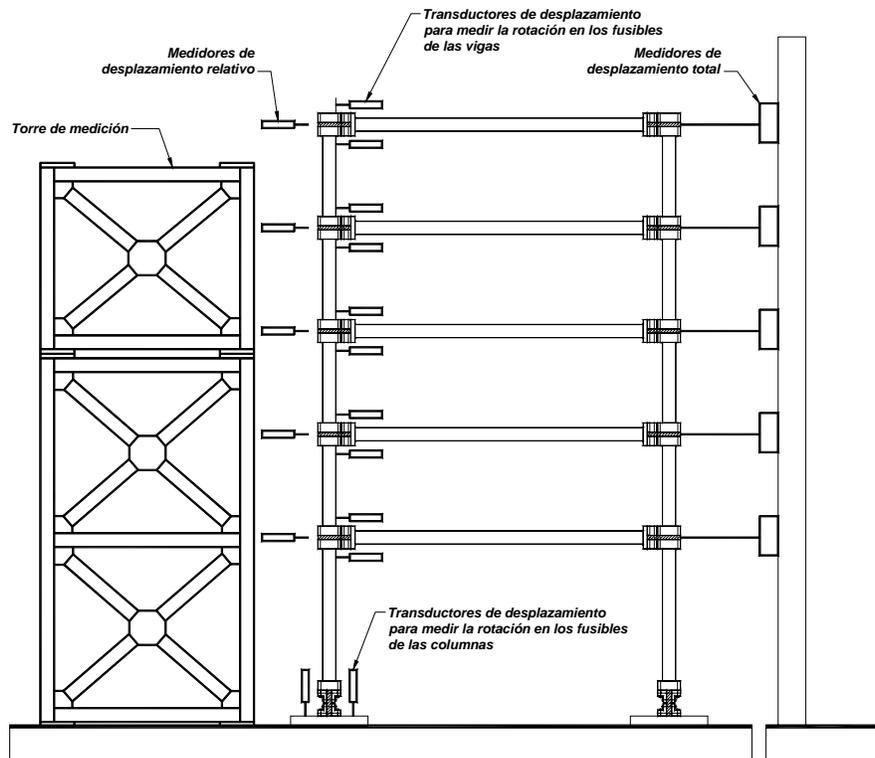
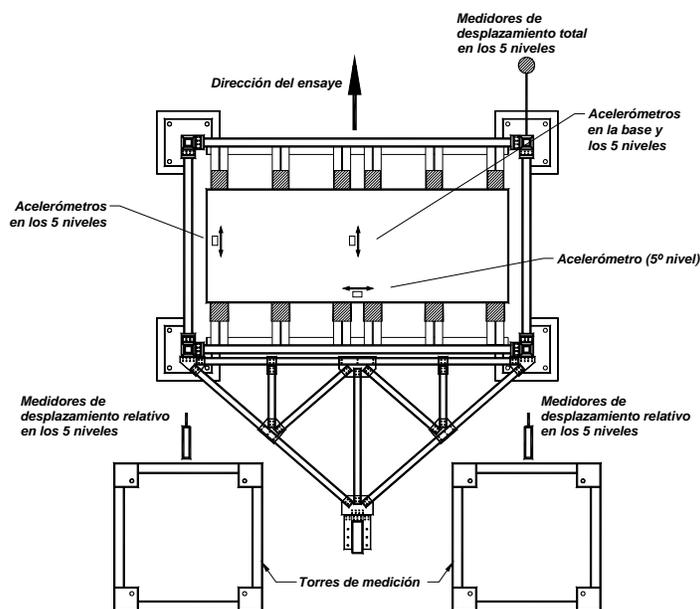
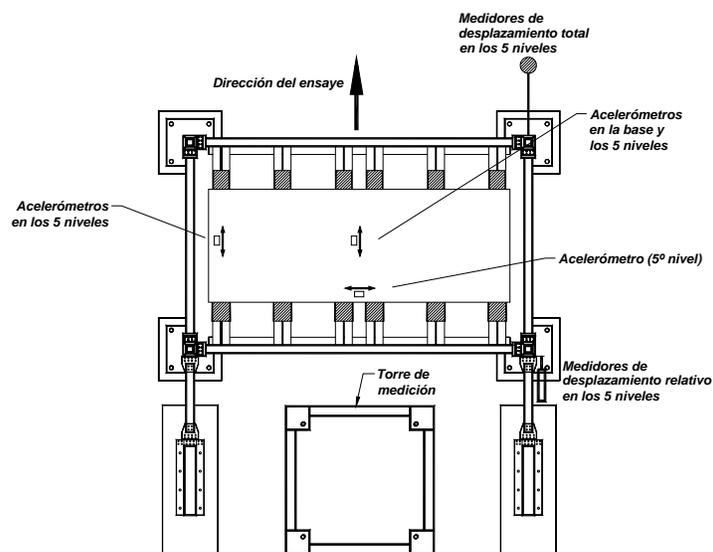


Figura 3.10. Ubicación de transductores de desplazamiento. Elevación general.



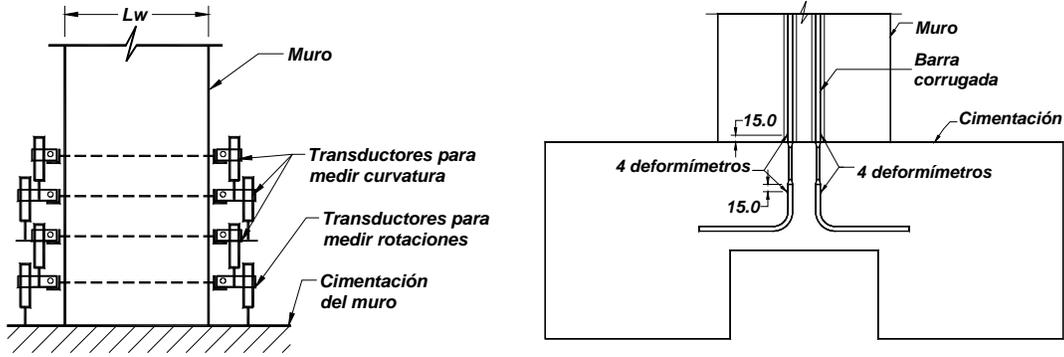
(a) Espécimen A1.



(b) Espécimen A2.

Figura 3.11. Ubicación en planta de acelerómetros y transductores de desplazamiento.

La Figura 3.12a presenta la instrumentación empleada para la medición de las rotaciones y las curvaturas en la base del muro, la cual consistió en la colocación de transductores de desplazamiento. La Figura 3.12b muestra la instrumentación usada para la medición de las deformaciones en las barras dissipadoras, que consistió en la colocación de deformímetros hacia cada extremo de la zona no maquinada de las barras.



(a) Ubicación de transductores de desplazamiento.

(b) Ubicación de deformímetros.

Figura 3.12. Instrumentación empleada en la base del muro.

Adicionalmente, se instalaron celdas de carga para la medición de las variaciones de la fuerza en los cables de postensado, además de deformímetros en las bielas que formaban parte de la armadura de conexión entre el marco y los muros.

3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURALES DE LOS ESPECÍMENES.

Para los estudios analíticos se empleó un modelo de análisis estructural elástico y no lineal para estructuras duales a ser ensayadas en laboratorio, con el propósito de establecer parámetros para el análisis sísmico de estas estructuras ante movimientos en la base representados por registros de sismos leves y fuertes. El modelo fue calibrado con el programa *Ruaumoko* (Carr, 2010), con los resultados de ensayos experimentales realizados en los especímenes A1 y A2.

Con base en los análisis realizados y los resultados experimentales, se observó que las barras disipadoras cumplen una función importante en la rigidez a la rotación en la base del muro y en la ductilidad del sistema estructural total.

En primer lugar, se calculó la curva momento-rotación para la base del muro autocentrado del espécimen A1, para lo cual se preparó una hoja de cálculo con base en las consideraciones del documento ACI-ITG-5.2-09 (ACI, 2009), empleando las características geométricas de la sección transversal y las propiedades mecánicas de los materiales usados. Se distinguieron seis estados principales para definir la curva (Figura 3.13):

- a) Decompresión (o levantamiento inminente del muro).
- b) Fluencia en un disipador.
- c) Fluencia en los dos disipadores.
- d) Inicio del endurecimiento por deformación en un disipador.
- e) Inicio del endurecimiento en los dos disipadores.

- f) Rotura del disipador más tensionado o fluencia del tendón más tensionado (lo que ocurra primero según el criterio de diseño).

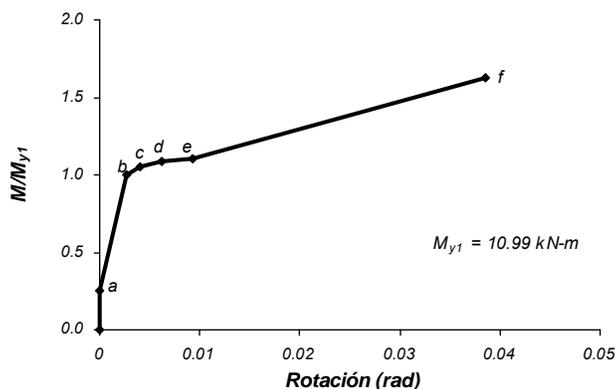


Figura 3.13. Diagrama $M-\theta$ para la base del muro autocentrado del espécimen A1.

Para el cálculo de las rotaciones, la definición de una longitud efectiva de la barra disipadora, L_d , fue un aspecto relevante en esta parte del estudio. La consideración de una longitud efectiva para la barra disipadora consiste en la adición, a la longitud libre del disipador, L_s , de una cierta longitud de barra dentro de la zona adherida al concreto. Esta consideración se emplea en el caso de disipadores formados por barras corrugadas de acero en la zona adherida al concreto y toma en cuenta el mecanismo de transferencia de las fuerzas por adherencia en esta zona. Este es el caso de los disipadores tipo “dog bone” empleados en los muros. El ACI-ITG recomienda el uso de la expresión:

$$L_d = L_s + \alpha_b d_b \quad (3.1)$$

Donde L_s es la longitud libre de la barra disipadora, d_b el diámetro y α_b varía entre 2.0 y 5.5, aunque se permite el uso de cualquier expresión que satisfaga resultados experimentales previamente realizados. Otros autores han empleado la expresión $L_d = L_s + 2.(0.022 f_y d_b)$, donde f_y es el esfuerzo de fluencia de la barra en MPa (Pennucci *et al*, 2009). En este trabajo, para el cálculo de L_d se usó la expresión recomendada por el ACI-ITG, considerando el parámetro α_b igual a 5.5.

Las expresiones anteriormente indicadas conducen al cálculo de deformaciones unitarias de las barras disipadoras que se acercan más a los resultados experimentales. Por ejemplo, en el espécimen A1, la elongación de fluencia de un disipador es $0.0024 \times 65 = 0.156\text{mm}$. Es decir, en las Figuras 3.14 y 3.15, para $F/F_y = 1$ la elongación debería haber sido $\Delta_y=0.156\text{mm}$. Esto no se cumple con las mediciones efectuadas en los ensayos de baja y alta intensidad, mostradas en tales figuras. Otra forma de detectar esta diferencia es comparando las rotaciones en la base del muro (Figura 3.16), calculadas con las lecturas de los potenciómetros en la base del muro, con aquellas calculadas con las lecturas de las deformaciones en la parte no maquinada de los disipadores, transformándolas a deformaciones en la parte maquinada (válido solamente en el intervalo elástico).

Para el sismo de baja intensidad (intervalo elástico), para el caso de la rotación máxima, se calculó una rotación total en la base de 0.0021 rad en un sentido (levantamiento en el lado Norte del muro) y 0.0028 rad en el otro (levantamiento en el lado Sur). Considerando las elongaciones en los disipadores

calculadas con la longitud libre, las rotaciones máximas calculadas son de 0.0011 rad y 0.0016 rad, en los sentidos indicados. Las diferencias son de 0.0010 rad y 0.0012 rad, respectivamente.

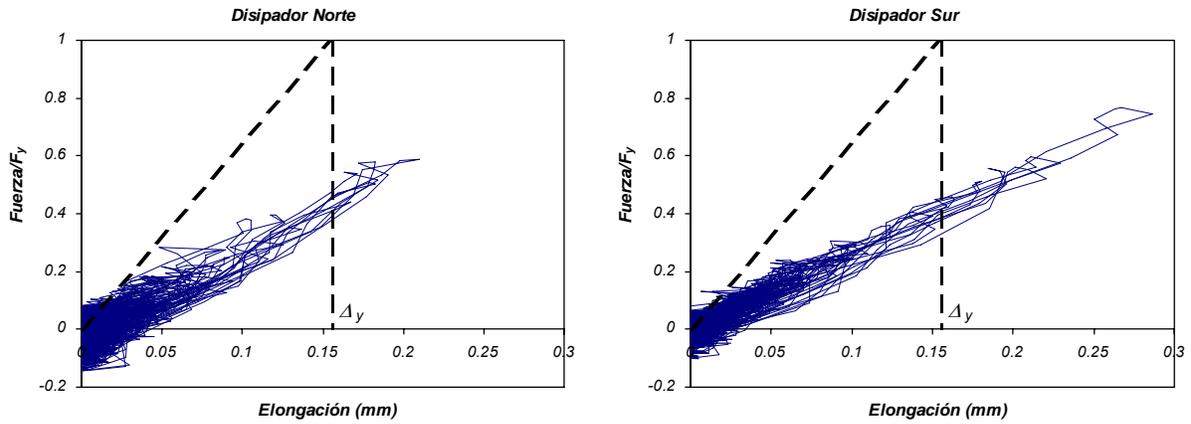


Figura 3.14. Diagramas fuerza-deformación de los disipadores. Especimen A1, sismo de baja intensidad.

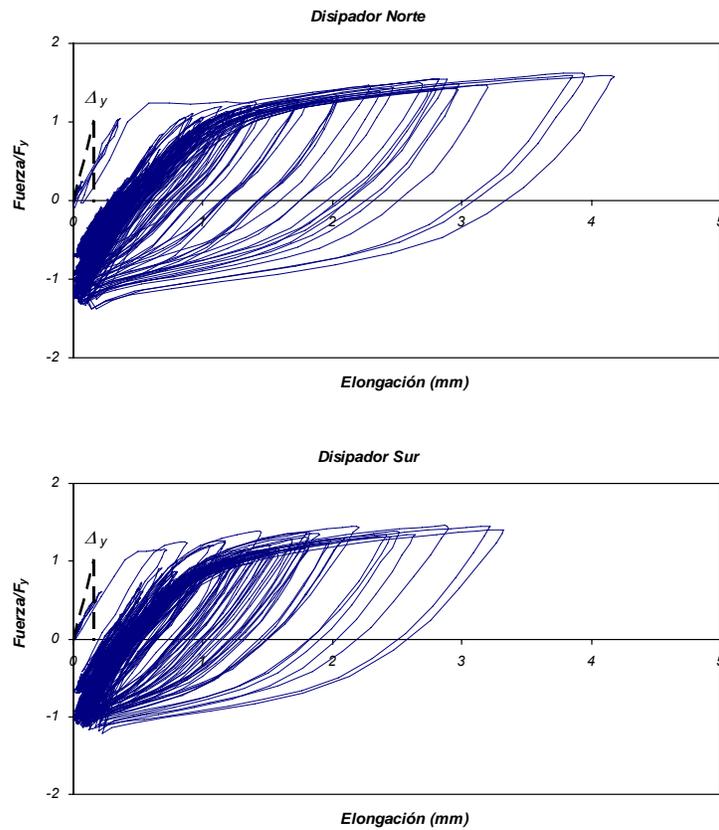


Figura 3.15. Diagramas fuerza-deformación de los disipadores. Especimen A1, sismo de alta intensidad.

Para el sismo de alta intensidad se calculó la diferencia de rotación en el inicio de la fluencia. Se calculó una rotación total en la base de 0.00295 rad en un sentido (levantamiento en el lado Norte) y 0.00323 rad en el otro (levantamiento en el lado Sur). Considerando las elongaciones en los disipadores calculadas con la longitud libre, las rotaciones máximas calculadas son de 0.00155 rad y 0.0018 rad, en los sentidos indicados. Las diferencias son de 0.0014 rad en ambos casos.

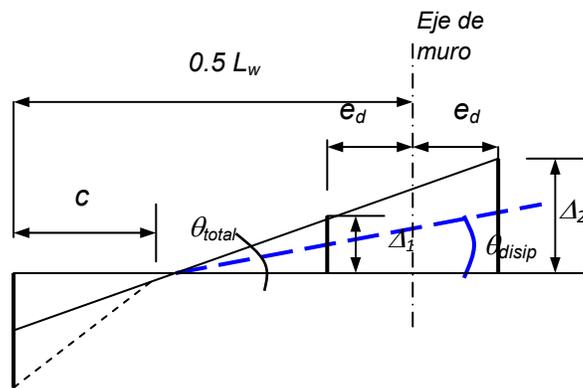


Figura 3.16. Rotaciones de la base del muro.

En el caso de disipadores construidos con barras corrugadas, maquinadas para formar una porción de diámetro menor y superficie lisa con una longitud determinada (tipo “hueso” o “dog-bone”), las deformaciones al interior de la barra adherida al concreto son menores que aquellas producidas en los disipadores de diámetro constante. Si la relación de áreas entre las dos secciones de la barra (la de la parte adherida y la del disipador no adherido) es mayor que 2, las deformaciones en la zona adherida son menores que la de fluencia del acero. Las expresiones recomendadas por el ACI-ITG y otros autores consideran las barras disipadoras con el diámetro constante. En el Apéndice A se presenta una propuesta para calcular la longitud efectiva de las barras disipadoras tipo “hueso” o “dog-bone”, donde α_b está en función de la relación de diámetros del disipador y el esfuerzo de fluencia del acero. La expresión básica propuesta es de la forma:

$$L_d = L_s + \alpha_b d_b \quad \alpha_b = k' \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad (3.2)$$

Donde k' es una constante que relaciona la distribución acumulada de los esfuerzos de adherencia y las deformaciones a lo largo de la longitud de anclaje de la barra en la zona adherida. Esta constante se tiene que determinar mediante resultados de ensayos experimentales.

3.2.1 Definición del modelo de análisis.

El modelo de análisis (Figura 3.17) para considerar la posibilidad de giro en la base del muro tiene dos resortes para modelar la rigidez rotacional en la base.

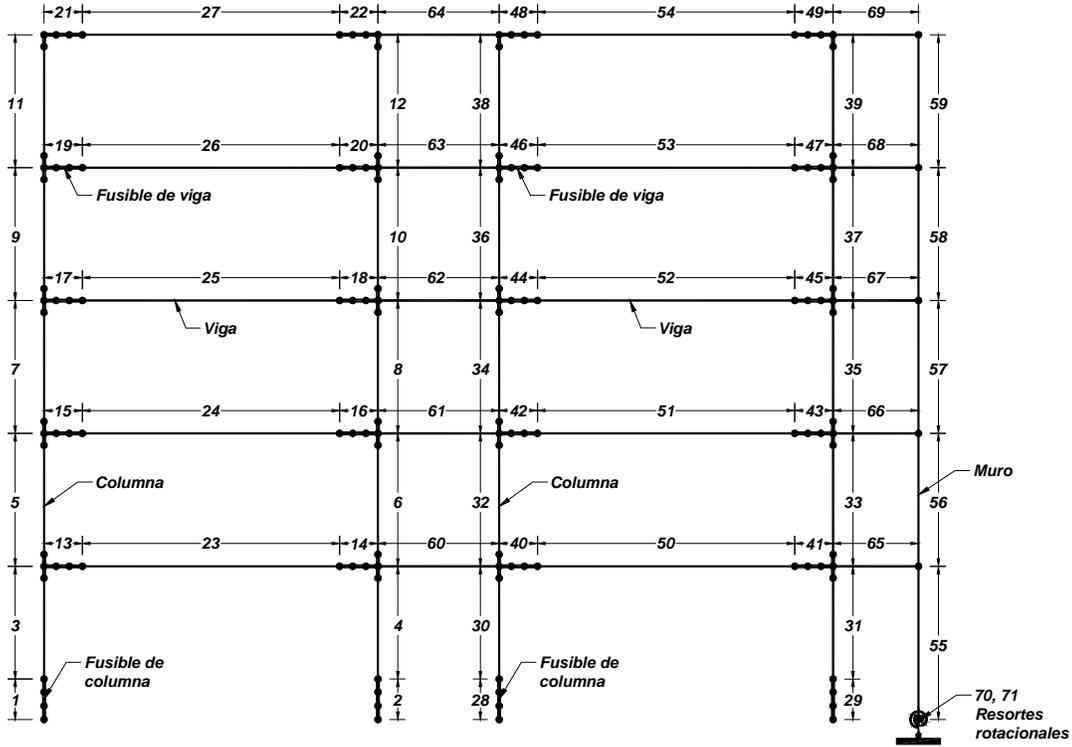


Figura 3.17. Modelo de análisis del espécimen A1.

En primer lugar, se obtienen los valores relevantes del diagrama de momento total versus la rotación en la base, aplicando los criterios del documento ACI-ITG-5.2-09 (2009), considerando la longitud efectiva del disipador, según el estado de esfuerzos en los disipadores, así como las propiedades mecánicas de los materiales y la geometría de la sección del muro autocentrado en la base.

Para generar el modelo de análisis para la base del muro autocentrado se emplearon los criterios siguientes:

- a) Para considerar los movimientos de baja intensidad, la rigidez rotacional inicial de la base del muro fue calculada considerando la fluencia del disipador más tensionado (Figura 3.18).
- b) Para considerar los movimientos de alta intensidad, donde se presenta una disminución progresiva de la rigidez del muro autocentrado, una segunda rigidez rotacional fue estimada tomando en cuenta la intersección de la línea que une el punto de fluencia del disipador más tensionado y el punto de estado último con una línea horizontal trazada desde un valor de momento igual al 75% del momento calculado en el estado último (Figura 3.18). A este momento le corresponde una rotación θ_{yR} que se calcula con la expresión:

$$\theta_{yR} = \left[\frac{0.25}{1 - \frac{M_y}{M_u}} \right] \theta_y + \left[1 - \frac{0.25}{1 - \frac{M_y}{M_u}} \right] \theta_u \quad (3.3)$$

Donde M_y y θ_y representan el momento y la rotación en el estado de fluencia del disipador más tensionado, y M_u y θ_u representan el momento y la rotación en el estado último. En el modelo propuesto, se propone una transición entre la rigidez inicial y la rigidez en la siguiente etapa de comportamiento, lo que se ilustra en la Figura 3.18.

- c) Una tercera rigidez rotacional es calculada con los valores de momento y rotación en el estado último y en el estado en que el momento es igual al 75% del momento calculado en el estado último (Figura 3.18).

La envolvente trilineal generada se puede desarrollar con dos resortes rotacionales, (Figura 3.19). En la Figura 3.20 se observa la obtención empírica de la rotación de fluencia del sistema total del espécimen A1, con base en resultados experimentales del movimiento de alta intensidad; el valor obtenido de 0.018 rad fue asociado a la rotación del muro, debido a las menores rotaciones de fluencia de los elementos del marco del espécimen. Uno de los resortes rotacionales en la base del muro es un elemento ring-spring y el otro es un elemento tipo bilineal elástico (Figura 3.21). En la sección 3.4.1.3 se muestra la comparación de los diagramas de histéresis de momento de volteo versus distorsión global, entre los valores obtenidos experimentalmente y los calculados con el modelo de análisis para el movimiento de alta intensidad del espécimen A1.

El cuerpo del muro fue modelado como un elemento tipo *frame* con la inercia de la sección igual a la inercia de la sección bruta.

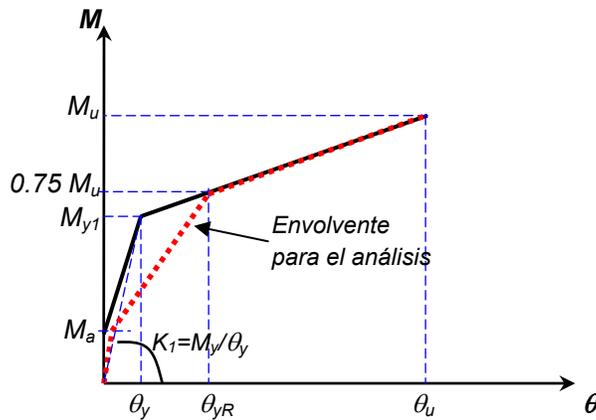


Figura 3.18. Envolvente del modelo propuesto para la base del muro autocentrado.

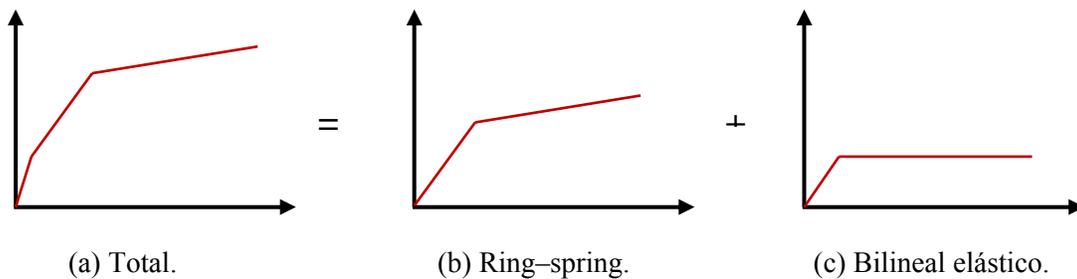


Figura 3.19. Resortes componentes de la envolvente.

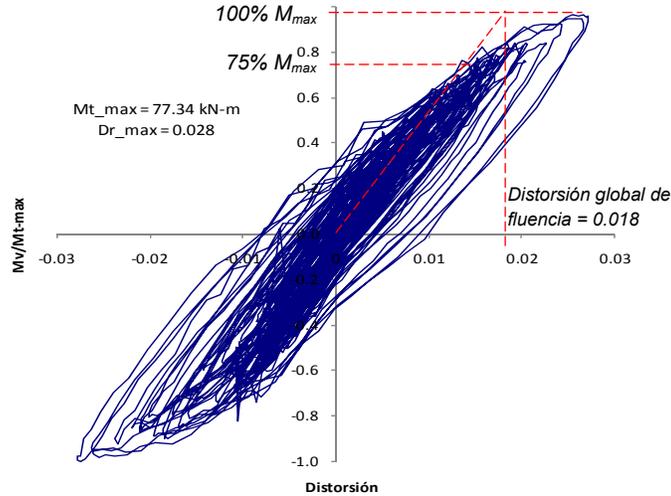


Figura 3.20. Momento de volteo vs distorsión global. Sismo de alta intensidad – resultados experimentales en el espécimen A1.

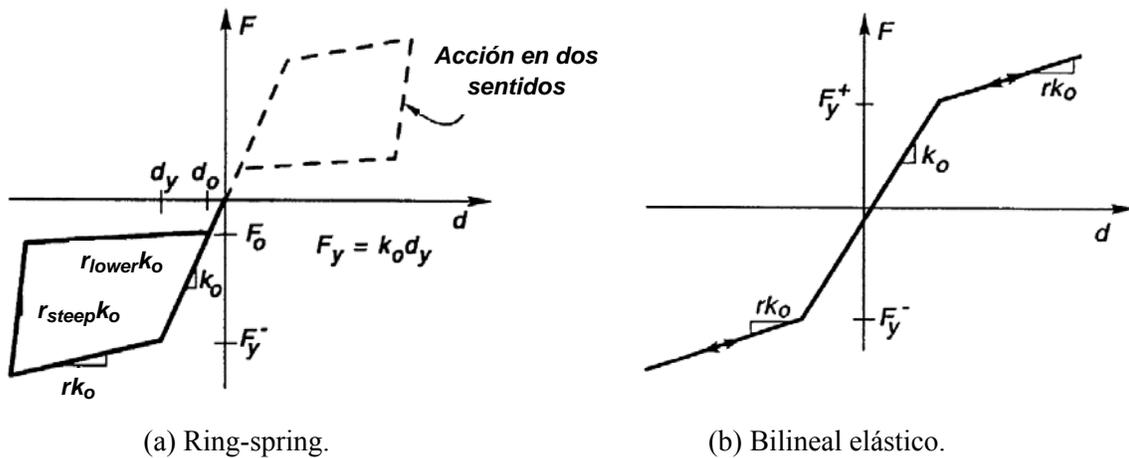


Figura 3.21. Reglas de histéresis empleadas en los resortes rotacionales (Carr, 2010).

3.2.2 Especimen A1.

3.2.2.1 Descripción del modelo.

Para evaluar la respuesta analítica no lineal del espécimen se empleó el programa *Ruaumoko* (Carr, 2010). Debido a la simetría del espécimen y a que es un sistema en el cual no se consideraron relevantes las acciones sísmicas perpendiculares al sentido del ensaye, se empleó un modelo bidimensional como se muestra en la Figura 3.17. Se concentró la masa en un nudo maestro de cada nivel y se ligaron los desplazamientos horizontales a dicho nudo para representar la acción de diafragma rígido. El modelo matemático tiene 139 nudos y 71 elementos, y se consideró que las bases del marco se encontraban

empotradas, mientras que en la base del muro se incluyeron dos resortes rotacionales para representar la posibilidad de rotación de la base.

En el programa de análisis, cada elemento estructural tiene cuatro nudos que determinan la conectividad y que a su vez definen tres segmentos continuos. En estos elementos de cuatro nudos, los segmentos extremos representan uniones rígidas y en el segmento intermedio se asignan las propiedades de rigidez y resistencia. También existe la opción de emplear elementos de dos nudos, los cuales no consideran uniones rígidas.

Los fusibles se modelaron como elementos tipo *spring* de cuatro nudos y las vigas y columnas como tipo *frame* de dos nudos. En los fusibles se emplearon elementos de cuatro nudos con segmentos rígidos para representar los bloques macizos que sirvieron para fijar los fusibles en la unión viga-columna y en la base de las columnas. Para las vigas y las columnas se utilizaron elementos de dos nudos ya que la zona rígida se consideró en los fusibles. Debido a que la acción sísmica se concentra en los fusibles, las vigas y columnas se consideraron que permanecerían elásticas. Las bielas que unieron el muro y el marco fueron representadas mediante un conjunto de elementos tipo *spring* de dos nudos, con la rigidez axial equivalente de la armadura de conexión; las uniones de las bielas con el marco y el muro fueron representadas con elementos tipo *spring* de cuatro nudos, con las propiedades de los fusibles de conexión. Se empleó la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 2010) para el cuerpo del muro de concreto reforzado y la regla de histéresis de Dodd-Restrepo (Dodd y Restrepo, 1995) para los fusibles de acero. Para las vigas y columnas de acero del marco se empleó la regla de histéresis elástico-lineal (Carr, 2010). En la base del muro se incluyeron dos resortes rotacionales, mediante un elemento tipo *ring-spring* y otro elemento tipo bilineal-elástico, para modelar las características del autocentrado con las barras disipadoras, de modo que tuviera las propiedades calculadas de acuerdo con los criterios indicados en la sección 3.2.2 para los muros autocentrados. Este modelo de resortes permite considerar las características de comportamiento histerético tipo bandera. En los análisis no lineales se consideraron los efectos P-delta, y una fracción de amortiguamiento crítico igual a 1.5% para el modo 1 y 3% para los modos superiores. Con estos valores se obtuvieron resultados comparables a los obtenidos experimentalmente. La asignación de valores de ξ en los modos superiores iguales al del primer modo tuvo como resultado aceleraciones con contenidos de alta frecuencia. Para la integración de la ecuación dinámica de equilibrio se empleó el método de aceleración constante de Newmark y un intervalo de integración de 0.0001s para lograr la convergencia en el cálculo de desplazamientos y aceleraciones.

3.2.2.2 Propiedades de los elementos del modelo.

Las propiedades de rigidez y resistencia de los fusibles para describir la regla de histéresis de Dodd-Restrepo (1995) en el programa *Ruaumoko*, se obtuvieron empleando las ecuaciones (3.4) a (3.12). De dichas expresiones, se obtuvieron el módulo de sección elástico, S , y plástico, Z , para una sección rectangular. Además, se calculó el momento plástico de la sección, M_p , y el momento último, M_u , así como la rigidez efectiva a la flexión, K_θ , la rotación a la fluencia, θ_y , la rotación al inicio del endurecimiento, θ_{sh} , y la rotación última, θ_u , que corresponde al momento último. El valor para θ_{sh} se definió con base en resultados experimentales de ensayos realizados por Rodríguez *et al* (2006) y Blandón (2006), que dieron lugar a un estudio para determinar expresiones generales para el cálculo de la inercia efectiva de los fusibles, presentado en el Apéndice B de este informe. Los ensayos

mencionados mostraron la necesidad de establecer una inercia efectiva, menor a la inercia bruta, para conseguir resultados concordantes a los obtenidos experimentalmente. La expresión propuesta en este estudio para la inercia efectiva de los fusibles se ajusta razonablemente a los valores experimentales reportados en los trabajos citados. Con base en este estudio, en este caso se empleó el 30% de la inercia bruta como la inercia efectiva. Los diversos parámetros mencionados se evaluaron de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$S = \frac{b_f h_f^2}{6} \quad (3.4)$$

$$Z = 1.5 S \quad (3.5)$$

$$M_p = Z f_y \quad (3.6)$$

$$M_u = R_f M_p \quad (3.7)$$

$$K_\theta = \frac{E_s I_{ef}}{L_f} \quad (3.8)$$

$$I_{ef} = \frac{15}{16} \frac{f_u}{E_s \varepsilon_{sh}} I_g \quad (3.9)$$

$$\theta_y = \frac{M_p}{K_\theta} \quad (3.10)$$

$$\theta_{sh} = \frac{5}{8} R_f \theta_y \quad (3.11)$$

$$\theta_u = \frac{2 \varepsilon_{su}}{h_f} L_f \quad (3.12)$$

En las expresiones anteriores, b_f es el ancho del fusible, h_f su espesor y L_f su longitud, además, I_{ef} es la inercia efectiva del fusible, I_g es la inercia de la sección bruta del fusible, R_f es la relación entre los esfuerzos máximo, f_u , y de fluencia, f_y , del acero, E_s es el módulo de elasticidad del acero, ε_{sh} es la deformación al inicio del endurecimiento del acero y ε_{su} es la deformación última del acero. La Tabla 3.1 resume las propiedades de los fusibles empleados en el espécimen A1.

Tabla 3.1. Especimen A1. Propiedades de los fusibles.

Espesor del fusible (mm)	K_θ (kN-m/rad)	θ_{sh} (rad)	θ_u (rad)	M_p (kN-m)	M_u (kN-m)
13	237.1	0.0071	0.1231	1.46	2.14
14	296.1	0.0066	0.1143	1.69	2.49

Como se indicó en la sección 3.2.2, para el análisis con el programa *Ruaumoko*, se emplearon dos elementos tipo *spring* para modelar la rigidez rotacional de la base del muro, un elemento *ring-spring* para modelar la histéresis tipo bandera y un elemento elástico-bilineal para modelar las características momento-rotación hasta el levantamiento de la base del muro. Se construyeron los modelos aproximados a partir del diagrama momento-rotación de la base del muro (Figura 3.22), cuyos parámetros se muestran en la Tabla 3.2.

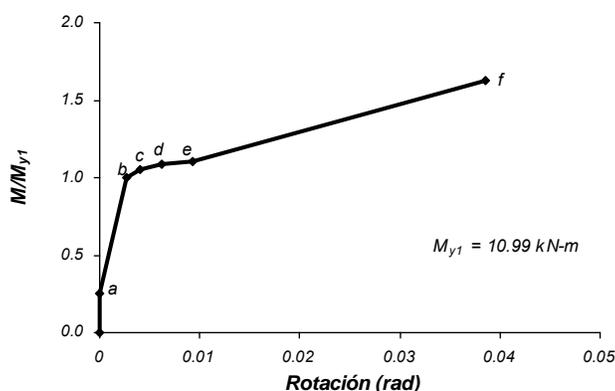


Figura 3.22. Diagrama $M-\theta$ para la base del muro autocentrado del espécimen A1.

Tabla 3.2. Especímen A1. Propiedades de la base del muro.

Resorte	K_θ (kN-m/rad)	r	M_y (kN-m)	r_{steep}	r_{lower}
Ring-spring	756.8	0.247		1.606	0.060
Bilineal	3416.8	0	2.20		

3.2.3 Especímen A2.

3.2.3.1 Descripción del modelo.

Las características generales del modelo y los criterios para considerar cada elemento componente se encuentran descritas en la sección 3.2.2.1. El modelo matemático tiene 146 nudos y 83 elementos (Figura 3.23).

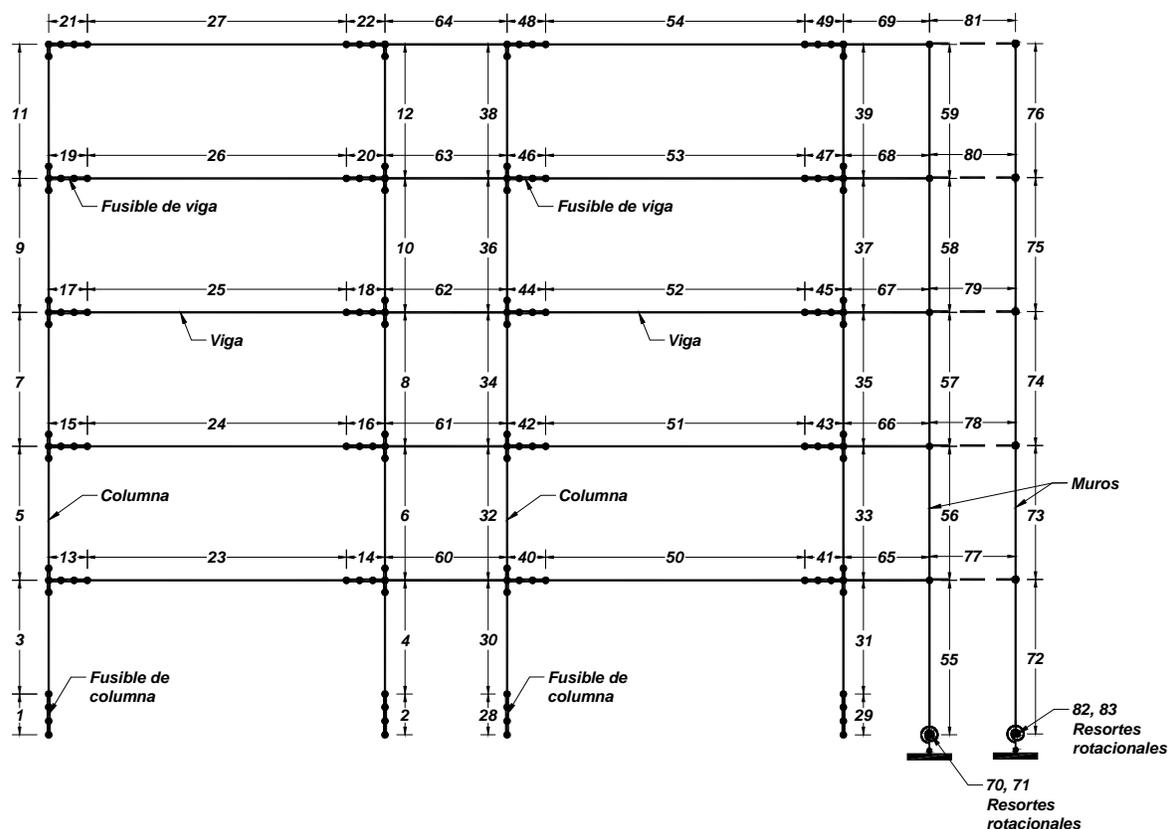


Figura 3.23. Modelo de análisis del espécimen A2.

3.2.3.2 Propiedades de los elementos del modelo.

Las propiedades de rigidez y resistencia de los fusibles para describir la regla de histéresis de Dodd-Restrepo (1995) en el programa *Ruaumoko*, se obtuvieron empleando las ecuaciones (3.4) a (3.12), de manera análoga a lo desarrollado para el espécimen A1. En el caso del espécimen A2 se empleó el 22% de la inercia bruta como la inercia efectiva. La Tabla 3.3 resume las propiedades de los fusibles empleados.

Tabla 3.3. Especimen A2. Propiedades de los fusibles.

Espesor del fusible (mm)	K_{θ} (kN-m/rad)	θ_{sh} (rad)	θ_u (rad)	M_p (kN-m)	M_u (kN-m)
13	173.8	0.0076	0.1385	1.25	2.13
14	217.1	0.0071	0.1286	1.45	2.48

Como se indicó en la sección 3.2.2, para el análisis con el programa *Ruaumoko*, se emplearon dos elementos tipo *spring* para modelar la rigidez rotacional de la base del muro, un elemento *ring-spring* para modelar la histéresis tipo bandera y un elemento elástico-bilineal para modelar las características

momento-rotación hasta el levantamiento de la base del muro. Se construyeron los modelos aproximados a partir del diagrama momento-rotación de la base del muro (Figura 3.24), cuyos parámetros se muestran en la Tabla 3.4.

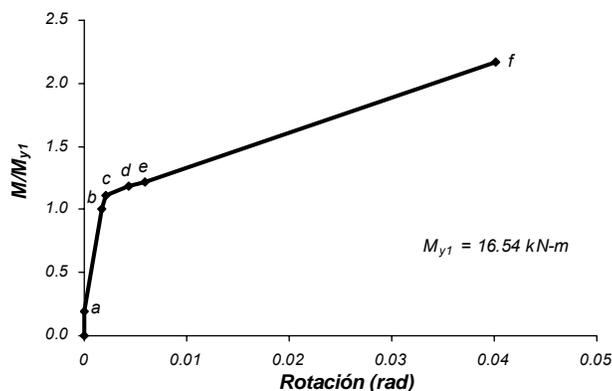


Figura 3.24. Diagrama $M-\theta$ para la base del muro autocentrado del espécimen A2.

Tabla 3.4. Especimen A2. Propiedades de la base del muro.

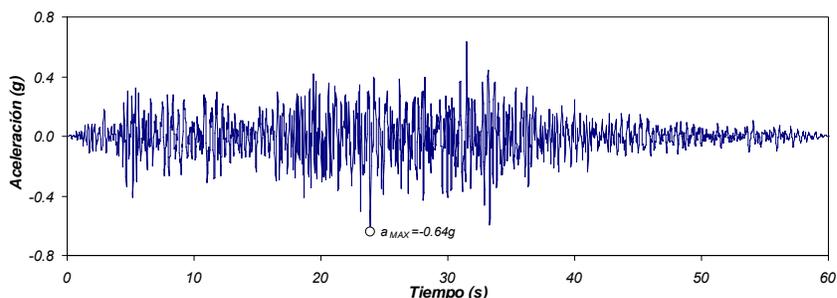
Resorte	K_θ (kN-m/rad)	r	M_y (kN-m)	r_{steep}	r_{lower}
Ring-spring	1353.8	0.421		2.451	0.116
Bilineal	8397.4	0	2.72		

3.3 ENSAYES REALIZADOS EN LOS ESPECÍMENES.

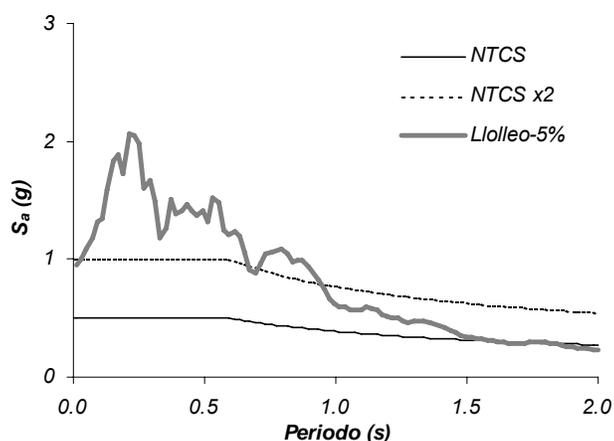
3.3.1 Registros sísmicos usados.

Para los ensayos en mesa vibradora se empleó el acelerograma registrado en la estación Llolleo, componente EO, el 3 de marzo de 1985 en Chile, por ser un acelerograma de un sismo intenso, dominante en períodos cortos y que inducía un comportamiento inelástico importante en los especímenes de ensaye. Además, su espectro elástico es comparable con el espectro de diseño de la zona de Acapulco (zona D) y tipo de terreno I, multiplicado por un factor de sobrerresistencia igual a 2, para tomar en cuenta la sobrerresistencia implícita en una estructura diseñada de acuerdo con normativas en México. La Fig. 3.25a muestra el registro sísmico de Llolleo, cuya aceleración máxima es de 0.64g. La Fig. 3.25b muestra el espectro elástico de aceleración del registro usado, para un amortiguamiento de 5% por ser el valor implícito en espectros de diseño; también se muestra el espectro elástico de diseño de la NTCS, multiplicado por el factor de sobrerresistencia igual a 2. Para el intervalo de periodos de interés, se consideró apropiado el uso del registro de Llolleo ya que aunque presenta ordenadas espectrales algo mayores que las del espectro multiplicado por la sobrerresistencia, para los periodos fundamentales de los especímenes, que son del orden de 0.25s y 0.40s, implicarían considerar un valor

de sobrerresistencia igual a 2.7 a 3, lo cual está dentro del intervalo de 2 a 3 que se menciona en la literatura (Uang, 1991; Rodríguez y Restrepo, 2012).



(a) Acelerograma de Llolleo, 1985.



(b) Espectros de aceleración ($\xi = 5\%$) y de diseño.

Figura 3.25. Registro y espectro de aceleración de Llolleo y espectro de diseño.

3.3.2 Espécimen A-1.

3.3.2.1 Ensayes de vibración ambiental y vibración libre.

En el ensaye de vibración se tomaron lecturas de los acelerómetros en cada piso, sin aplicación de movimiento en la base ni fuerza alguna al espécimen. En el ensaye de vibración libre al espécimen le fue aplicada una fuerza de 0.49 kN (50 kg) en el último nivel para generar la vibración y a la vez preservar que el espécimen oscile en el intervalo elástico.

El principal resultado del ensaye de vibración ambiental es la frecuencia fundamental del espécimen. De la función de transferencia entre el registro de aceleraciones del piso 5 y el de aceleraciones de la base (Figura 3.26), se observa que la frecuencia predominante es del orden de 3.3 hz (periodo fundamental 0.30s).

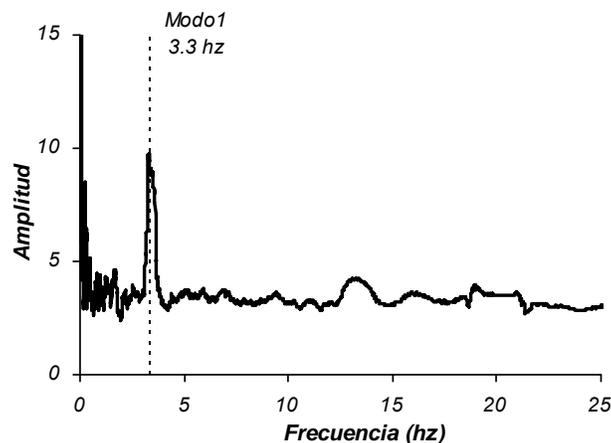


Figura 3.26. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A1. Vibración ambiental.

Los resultados del ensaye de vibración libre son las frecuencias de los primeros 2 o 3 modos de vibración y la fracción de amortiguamiento del sistema. De la función de transferencia de la Figura 3.27, se observó que la frecuencia predominante del sistema es de 3.2 hz (periodo 0.32s), y la frecuencia del segundo modo de vibración es 13.3 hz, es decir el periodo de este modo de vibración es 0.08s.

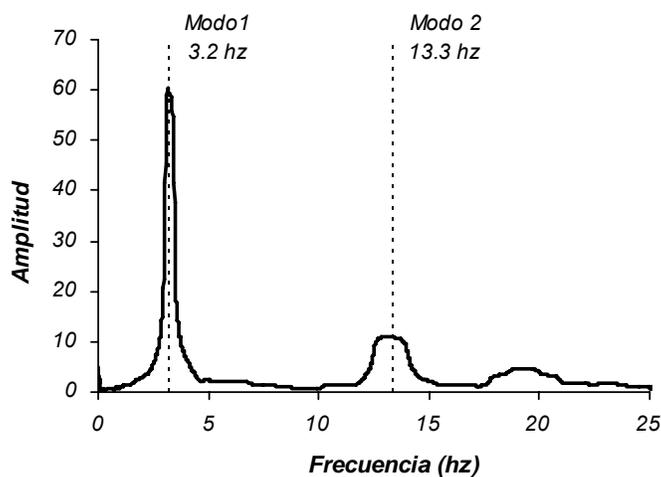


Figura 3.27. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A1. Vibración libre.

Asimismo, con el registro tiempo historia de aceleraciones (Figura 3.28), considerando las amplitudes de las aceleraciones en ciclos sucesivos y mediante la aplicación del concepto de decremento logarítmico, se calculó la fracción de amortiguamiento crítico para el sistema, en $\xi = 1.50\%$.

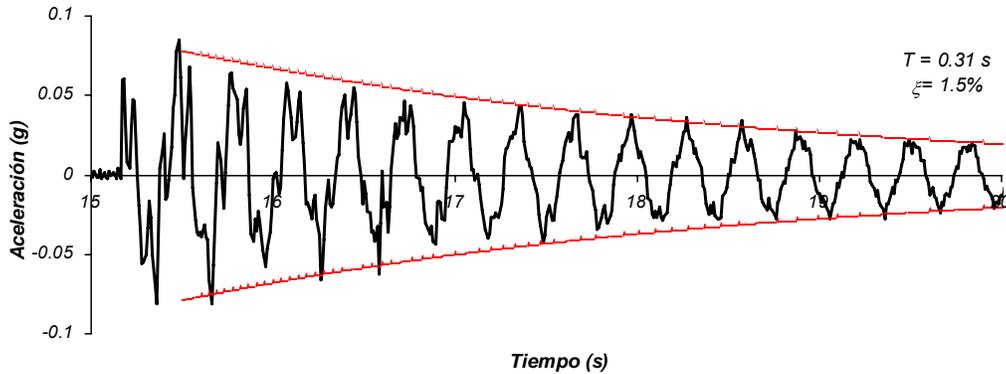


Figura 3.28. Historia de aceleraciones del Piso 5. Espécimen A1. Vibración libre.

3.3.2.2 Ensayes en mesa vibradora.

a) Sismo de baja intensidad.

El movimiento en la base usado fue el registro de aceleraciones de Llolleo, multiplicado por un factor de 0.10 para representar un sismo de baja intensidad, con una aceleración máxima de 0.064 g.

El registro fue previamente filtrado con un filtro pasa-banda de 0.2 y 15 hz, para reducir los efectos del ruido en alta frecuencia propios del movimiento en la mesa. Los resultados del filtrado se manifestaron en valores ligeramente menores de aceleración máxima medida en la mesa, del orden de 0.061 g (Figura 3.29) y por consiguiente en menores valores en el espectro de respuesta (Figura 3.30a); sin embargo, para los propósitos de inducir en el espécimen un movimiento de baja intensidad, estas variaciones aseguran que el movimiento de la base fue de baja intensidad sin alteraciones por componentes de alta frecuencia en el registro.

La función de transferencia entre el registro medido y el registro objetivo (Figura 3.30b) muestra que para valores menores que 19 hz – en el intervalo de los dos primeros modos de vibración del espécimen – los factores de amplificación se encuentran mayormente cercanos a la unidad, con un valor máximo de 3, por lo que se confirma la conclusión del párrafo anterior.

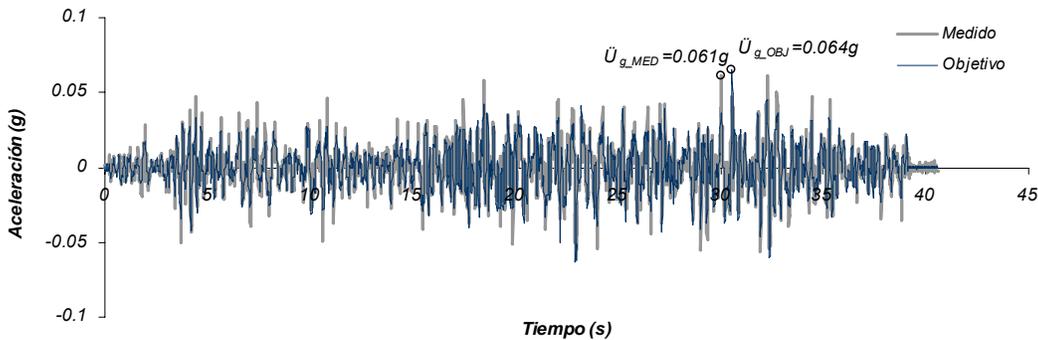
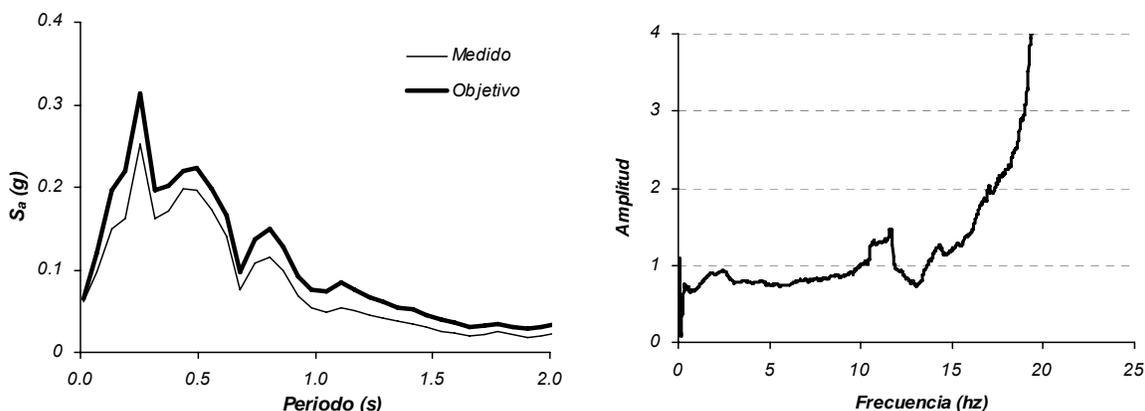


Figura 3.29. Registro del movimiento de la base. Espécimen A1. Sismo de baja intensidad.

$$A_{\max}(\text{objetivo}) = 0.064g. A_{\max}(\text{medido}) = 0.061 g.$$



(a) Espectros de respuesta de aceleración ($\xi=2\%$). (b) Función de transferencia de aceleraciones.

Figura 3.30. Especímen A1. Sismo de baja intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.

b) Sismo de alta intensidad.

El movimiento en la base usado fue el registro de aceleraciones de Llolleo, sin escalar, de modo que tiene una aceleración máxima de 0.64g. Como en el caso anterior, el registro original fue filtrado con un filtro pasa-banda de 0.2 y 15 hz, que produjo aceleraciones máximas reales menores en el registro medido, del orden de 0.61g (Figura 3.31) y valores menores del espectro de respuesta (Figura 3.32a). La función de transferencia entre el registro medido y el objetivo (Figura 3.32b) muestra que para frecuencias menores que 20 hz los factores de amplificación se encuentran cercanos a la unidad, aunque en general menores que este valor.

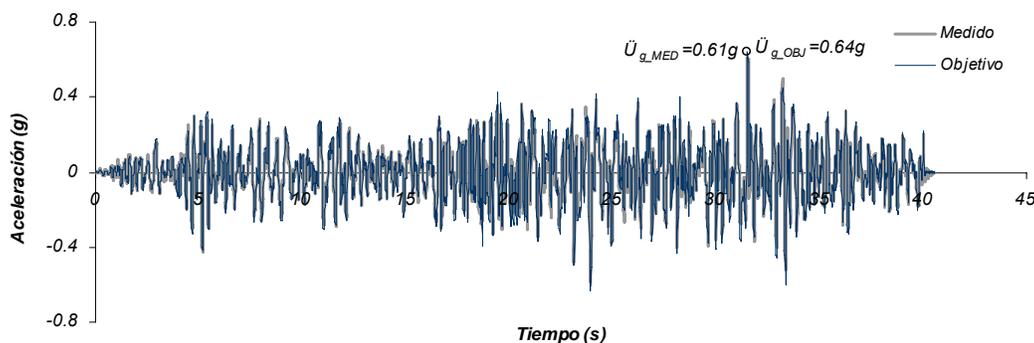
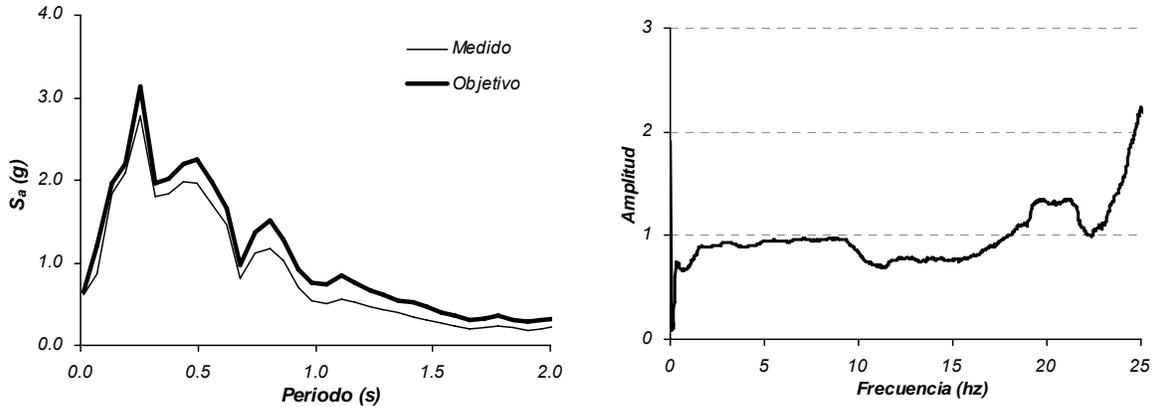


Figura 3.31. Registro del movimiento de la base. Especímen A1. Sismo de alta intensidad.

A_{\max} (objetivo) = 0.64g. A_{\max} (medido) = 0.61 g.



(a) Espectros de respuesta de aceleración ($\xi=2\%$). (b) Función de transferencia de aceleraciones.
 Figura 3.32. Espécimen A1. Sismo de alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia.
 Registros de aceleraciones medido y objetivo.

c) Sismo de muy alta intensidad.

El movimiento en la base usado fue el registro de aceleraciones de Llolleo, escalado por un factor de 1.50, de modo que tiene una aceleración máxima de 0.98g. Como en el caso anterior, el registro original fue filtrado con un filtro pasa-banda de 0.2 y 15 hz, que produjo en el registro medido aceleraciones ligeramente menores al registro objetivo, aunque los valores máximos son parecidos, del orden de 1.00g (Figura 3.33). El espectro de respuesta de aceleraciones, en cambio, presenta valores menores (Figura 3.34a). La función de transferencia entre el registro medido y el objetivo (Figura 3.34b) muestra que para frecuencias menores que 20 hz los factores de amplificación se encuentran cercanos a la unidad, aunque en general menores que este valor.

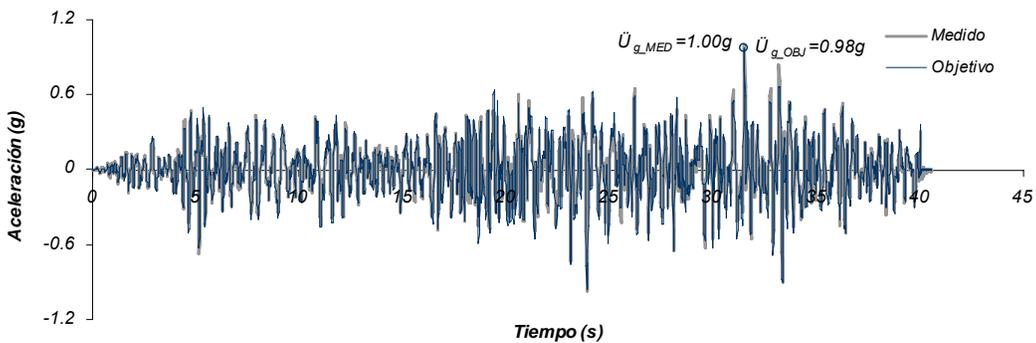
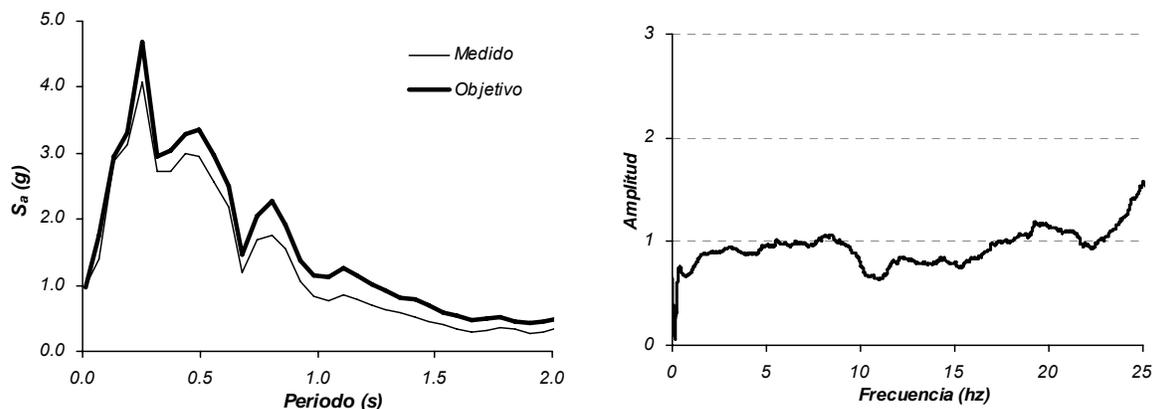


Figura 3.33. Registro del movimiento de la base. Espécimen A1. Sismo de muy alta intensidad.
 A_{\max} (objetivo) = 0.98g. A_{\max} (medido) = 1.00 g.



(a) Espectros de respuesta de aceleración ($\xi=2\%$). (b) Función de transferencia de aceleraciones.
 Figura 3.34. Especímen A1. Sismo de muy alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.

3.3.3 Especímen A-2.

3.3.3.1 Ensayes de vibración ambiental y vibración libre.

En el ensaye de vibración libre al espécimen le fue aplicada una fuerza de 0.49 kN (50 kg) en el último nivel para generar la vibración y a la vez preservar que el espécimen oscile en el intervalo elástico.

El principal resultado del ensaye de vibración ambiental es la frecuencia fundamental del espécimen. De la función de transferencia entre el registro de aceleraciones del piso 5 y el del movimiento en la base (Figura 3.35), se observa que la frecuencia predominante es del orden de 5.2 hz (periodo fundamental 0.19s).

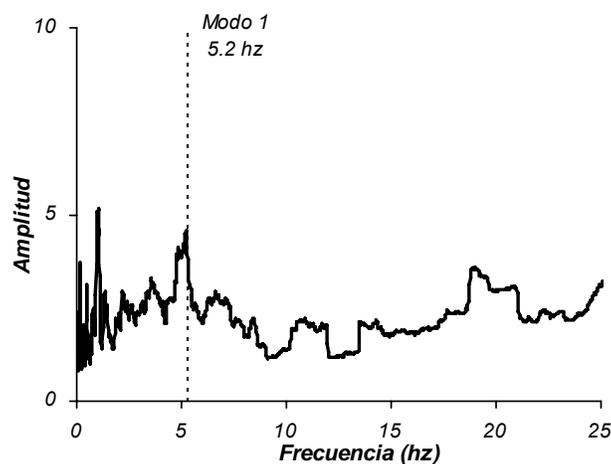


Figura 3.35. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A2. Vibración ambiental.

Los resultados del ensaye de vibración libre son en este caso la frecuencia del primer modo de vibración y la fracción de amortiguamiento del sistema. De la función de transferencia de la Figura 3.36, se observó que la frecuencia predominante del sistema es de 4.7 hz (periodo 0.21s). Las frecuencias que aparecen dentro del intervalo de frecuencias mostrado con ordenadas relativamente altas podrían corresponder a modos de vibración locales, como se comprobó en los análisis estructurales realizados.

Asimismo, con el registro tiempo historia de aceleraciones (Figura 3.37), considerando las amplitudes de las aceleraciones en ciclos sucesivos y mediante la aplicación del concepto de decremento logarítmico, se calculó la fracción de amortiguamiento crítico para el sistema, en $\xi = 3.00\%$. Se observa un valor diferente del encontrado en el espécimen A1, que solamente refleja la incertidumbre en la asignación de un valor preciso para la fracción de amortiguamiento del sistema estructural empleado.

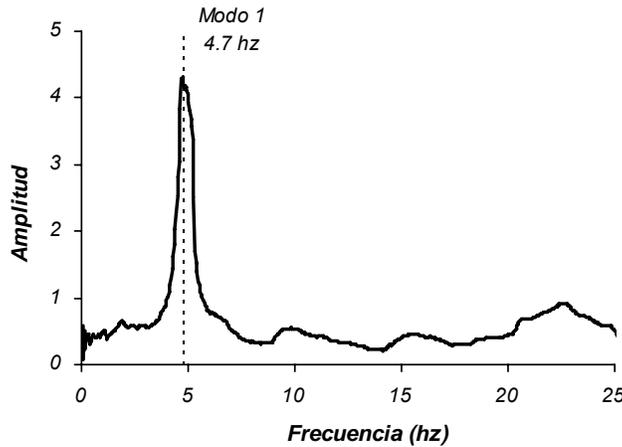


Figura 3.36. Función de transferencia entre los registros de aceleraciones del piso 5 y de la base, espécimen A2. Vibración libre.

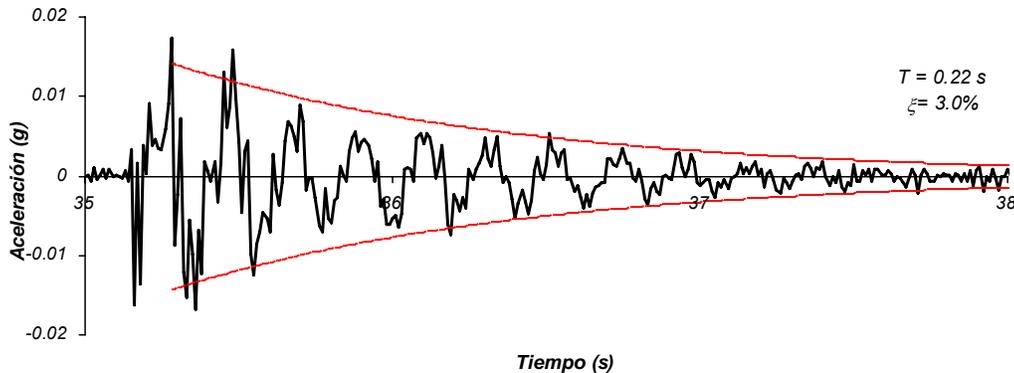


Figura 3.37. Historia de aceleraciones del Piso 5. Especimen A2. Vibración libre.

3.3.3.2 Ensayes en mesa vibradora.

a) Sismo de baja intensidad.

El movimiento en la base correspondió al registro de aceleraciones obtenido en el sismo de Chile del 3 de septiembre de 1985, en Lolleo. Para este ensaye, el registro fue multiplicado por un factor de 0.07

para representar un sismo de baja intensidad que mantenga a la estructura en comportamiento elástico, con una aceleración máxima de 0.045 g.

El registro fue previamente filtrado con un filtro pasa-banda de 0.5 y 30 hz, y para reducir los efectos del ruido propios del movimiento en la mesa se realizó una labor previa de calibración de la mesa vibradora que minimizó el ruido de alta frecuencia en la señal medida. Por ello, se presentaron valores prácticamente similares de aceleración máxima en la señal objetivo y la señal medida en la mesa, del orden de 0.045g y 0.047 g, respectivamente (Figura 3.38), y valores parecidos en los espectros de respuesta (Figura 3.39a).

La función de transferencia entre el registro medido y el registro objetivo (Figura 3.39b) muestra que para valores menores que 20 hz los factores de amplificación se encuentran mayormente cercanos a la unidad, con un valor máximo aproximado de 2.7. Los efectos del ruido en la señal empleada debido a la operación de la mesa vibradora fueron más notorios en el intervalo de 15 a 20 hz, por la magnitud bastante pequeña del movimiento de la base.

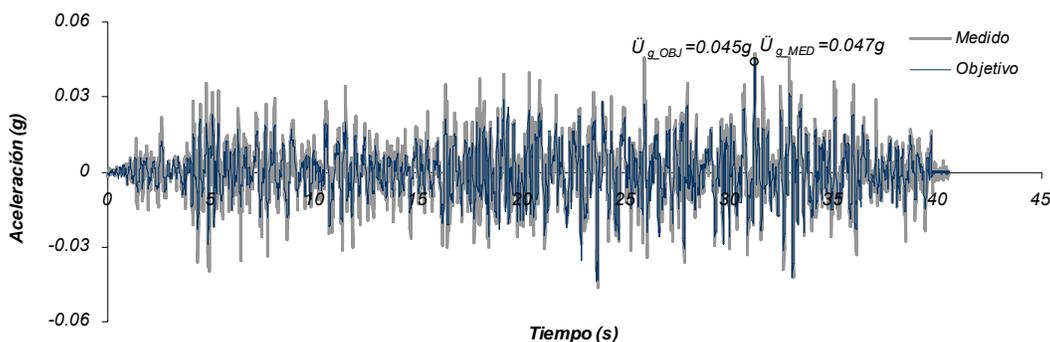
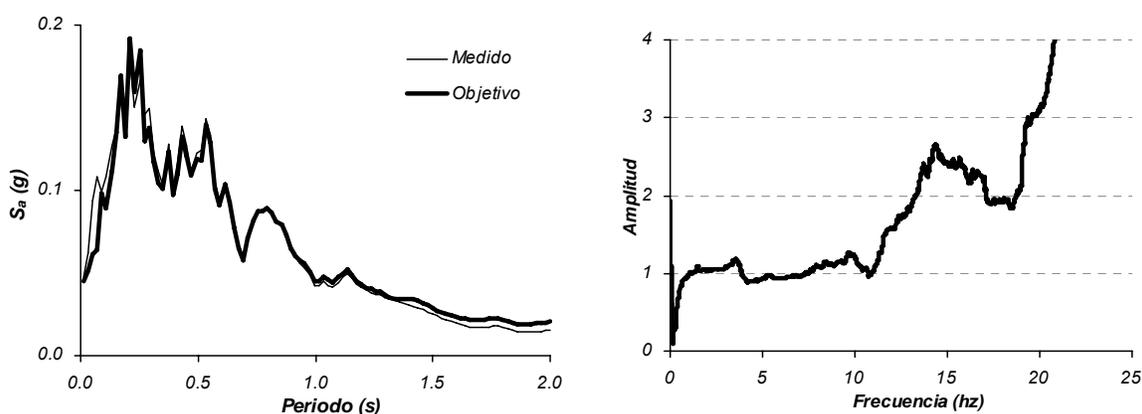


Figura 3.38. Registro del movimiento de la base. Espécimen A2. Sismo de baja intensidad.
 A_{\max} (objetivo) = 0.045g. A_{\max} (medido) = 0.047 g.



(a) Espectros de respuesta de aceleración ($\xi=3\%$). (b) Función de transferencia de aceleraciones.
 Figura 3.39. Espécimen A2. Sismo de baja intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.

b) Sismo de alta intensidad.

El movimiento en la base usado fue el registro de aceleraciones de Llolleo, sin escalar, de modo que tiene una aceleración máxima de 0.64g. Como en el caso anterior, el registro original fue filtrado con un filtro pasa-banda de 0.5 y 30 hz, que produjo aceleraciones cercanas a las del registro medido, del orden de 0.71g (Figura 3.40) y valores muy concordantes en los espectros de respuesta (Figura 3.41a). La función de transferencia entre el registro medido y el objetivo (Figura 3.41b) muestra que para frecuencias menores que 20 hz los factores de amplificación se encuentran cercanos a la unidad y hasta 25hz son menores que 2.

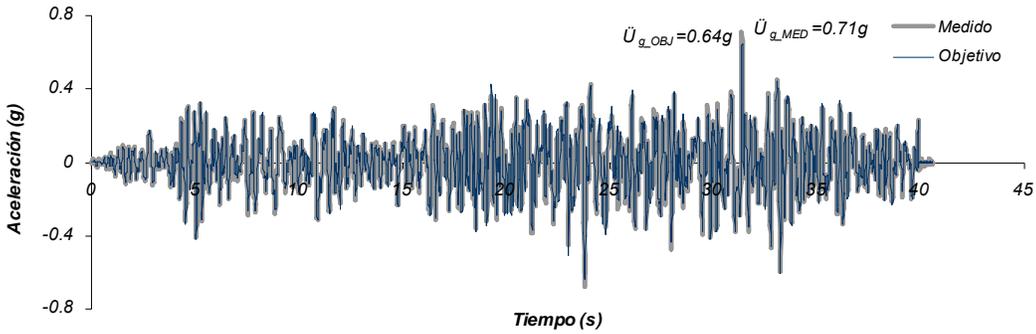
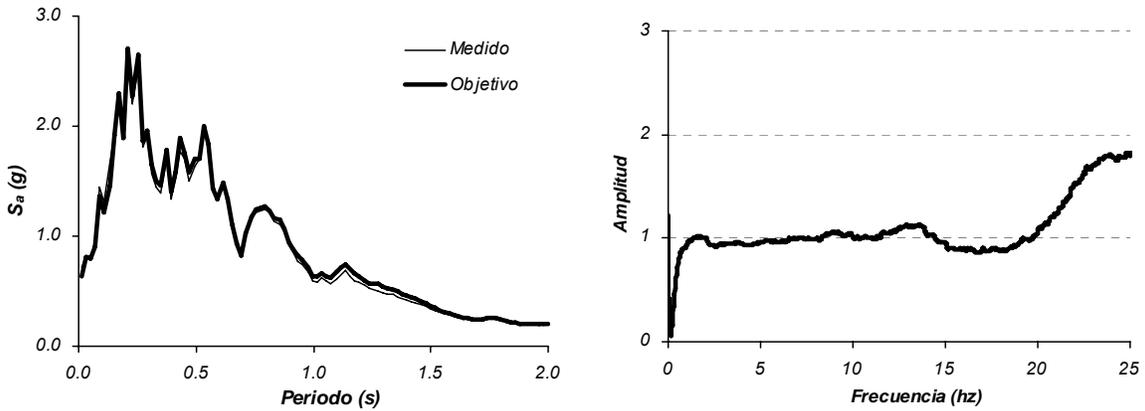


Figura 3.40. Registro del movimiento de la base. Espécimen A2. Sismo de alta intensidad.

$$A_{\max}(\text{objetivo}) = 0.64g, A_{\max}(\text{medido}) = 0.71 g.$$



(a) Espectros de respuesta de aceleración ($\xi=3\%$). (b) Función de transferencia de aceleraciones.

Figura 3.41. Espécimen A2. Sismo de alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.

c) Sismo de muy alta intensidad.

El movimiento en la base usado fue el registro de aceleraciones de Llolleo, escalado por un factor de 1.25, de modo que tiene una aceleración máxima de 0.81g. Como en el caso anterior, el registro original fue filtrado con un filtro pasa-banda de 0.5 y 30 hz, que produjo en el registro medido aceleraciones

cercanas al registro objetivo, con una aceleración máxima de 0.89g (Figura 3.42). El espectro de respuesta de aceleraciones, en cambio, presenta valores menores (Figura 3.43a). La función de transferencia entre el registro medido y el objetivo (Figura 3.43b) muestra que para frecuencias menores que 20 hz los factores de amplificación se encuentran cercanos a la unidad y hasta 25 hz son menores de 2.

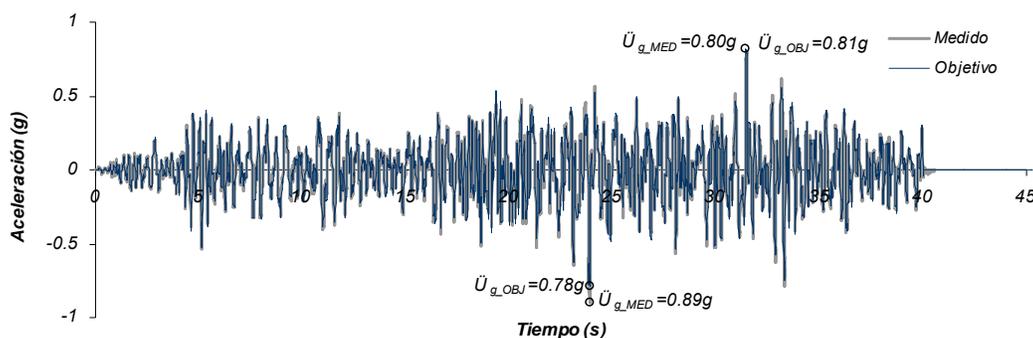
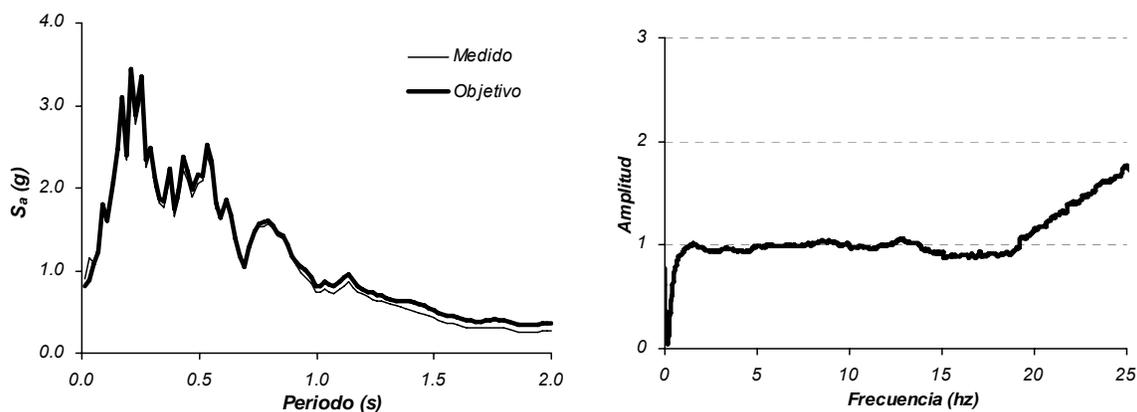


Figura 3.42. Registro del movimiento de la base. Especímen A2. Sismo de muy alta intensidad.
 $A_{\max}(\text{objetivo}) = 0.81g$, $A_{\max}(\text{medido}) = 0.89g$.



(a) Espectros de respuesta de aceleración ($\xi=3\%$). (b) Función de transferencia de aceleraciones.
 Figura 3.43. Especímen A2. Sismo de muy alta intensidad. Espectros de respuesta y función de transferencia. Registros de aceleraciones medido y objetivo.

3.4 RESULTADOS DE LOS ENSAYES.

3.4.1 Especímen A1.

3.4.1.1 Modos de vibración y amortiguamientos modales.

Las amplitudes modales a partir de la información experimental fueron obtenidos aplicando el procedimiento descrito por Elgamal (2005), reseñado y aplicado por Blandón (2006) y Sánchez (2008). El programa DEGTRA (Ordaz, 2007) fue utilizado en el procesamiento de las señales obtenidas de

aceleración de los pisos y la base, así como la obtención de los espectros de Fourier y las funciones de transferencia. La Tabla 3.5 resume los periodos de vibración obtenidos con las mediciones experimentales obtenidas en el ensaye de baja intensidad y aquellos calculados con el modelo de análisis. La Figura 3.44 muestra las formas de las contribuciones modales, Γ_{mi} , definidas para un modo i -ésimo como el producto del factor de participación modal Γ_i y las amplitudes modales ϕ_i , calculadas con los modelos analíticos y las obtenidas con las mediciones experimentales. Se observa una concordancia aceptable entre los valores obtenidos con los resultados experimentales y analíticos para el espécimen A1.

Tabla 3.5. Especimen A1. Periodos de vibración.

Resorte	T_1 (s)	T_2 (s)
Medido	0.38	0.08
Calculado	0.37	0.06

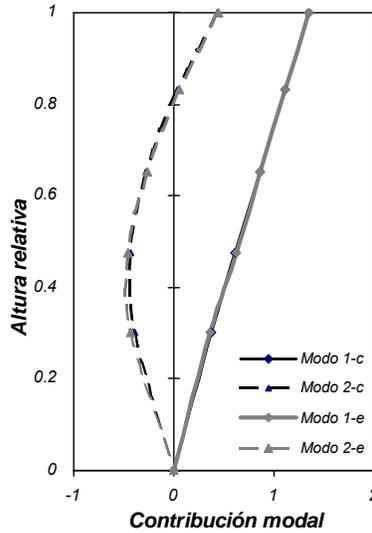


Figura 3.44. Especimen A1. Contribuciones modales experimentales y calculadas.

Los amortiguamientos modales fueron obtenidos mediante el procedimiento empleado por Rodríguez *et al* (2006), el mismo que fue aplicado por Blandón (2006) y Sánchez (2008) en sucesivos trabajos de procesamiento de resultados experimentales. Los fundamentos de este procedimiento se encuentran en los trabajos citados. Se aplicó una variante en el cálculo de la función de error por el cual se obtiene el amortiguamiento modal. En el procedimiento inicial empleado por Rodríguez *et al* (2006), la función de error es calculada en el tiempo con la expresión:

$$Error_i(t) = \left| \frac{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^p(t))^2}}{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^e(t))^2}} - 1 \right| \times 100 \quad (3.13)$$

Donde $\ddot{q}_i^p(t)$ es la aceleración modal obtenida analíticamente y $\ddot{q}_i^e(t)$ es la aceleración modal obtenida experimentalmente, calculados según el procedimiento empleado por Rodríguez *et al* (2006). La función $Error_i(t)$ era obtenida para un tiempo t determinado, considerando las aceleraciones modales obtenidas en un intervalo de tiempo que cubría dos periodos. Esto hacía que se requiriese presentar esta función como variable en el tiempo, con la consiguiente incertidumbre en la asignación de un valor específico para el menor error y, por tanto, la asignación del amortiguamiento modal. Debido a que esta función de error evalúa la discrepancia entre los valores teóricos y experimentales de una señal de tiempo, con la premisa que el amortiguamiento es constante en los cálculos teóricos, se valuó la función para toda la duración del movimiento, T_s , obteniéndose valores únicos de la función, $Error_i$, asociados a un parámetro determinado (en este caso, el amortiguamiento), independientes del tiempo.

$$Error_i = \left| \frac{\sqrt{\sum_{t=0}^{t=T_s} (\ddot{q}_i^p(t))^2}}{\sqrt{\sum_{t=0}^{t=T_s} (\ddot{q}_i^e(t))^2}} - 1 \right| \times 100 \quad (3.14)$$

Los resultados del procesamiento se presentan en la Figura 3.45. Los amortiguamientos modales son aquellos que presentan el menor valor de la función de error. De esta manera, los amortiguamientos modales calculados fueron de 1.50% y 2.00% para el primer y segundo modo, respectivamente. El valor del amortiguamiento para el primer modo es concordante con el calculado con los resultados del ensaye de vibración libre, de 1.50%.

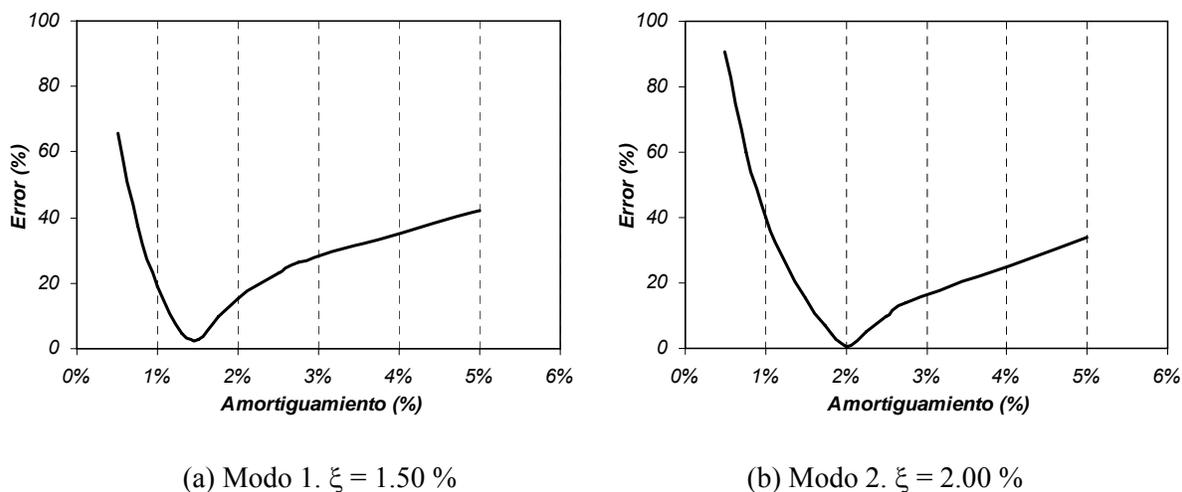


Figura 3.45. Especímen A1. Funciones de error versus el porcentaje de amortiguamiento.

3.4.1.2 Ensaye de baja intensidad.

La envolvente de desplazamientos máximos de piso divididos entre la altura total, Δ/H , con la altura relativa de piso, definida como el cociente entre la altura de piso entre la altura total, se presenta en la Figura 3.46a. La distorsión global, D_r , definida como el cociente del desplazamiento relativo del último piso y la altura total, presentó un valor máximo de 0.0035 en el espécimen A1. La envolvente de

aceleraciones máximas de piso con la altura relativa de piso se presenta en la Figura 3.46b. La envolvente presenta aceleraciones máximas en el último piso de 3.8 a 4.2 veces la aceleración máxima de la base. Las Figuras 3.47 y 3.48 muestran la historia de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, respectivamente, del primer nivel y del quinto nivel, en la fase intensa del movimiento de baja intensidad. En estas figuras, los resultados experimentales medidos se muestran en línea gruesa clara y los resultados calculados con el modelo de análisis se muestran en línea delgada oscura. Los resultados calculados con el modelo presentan una concordancia aceptable.

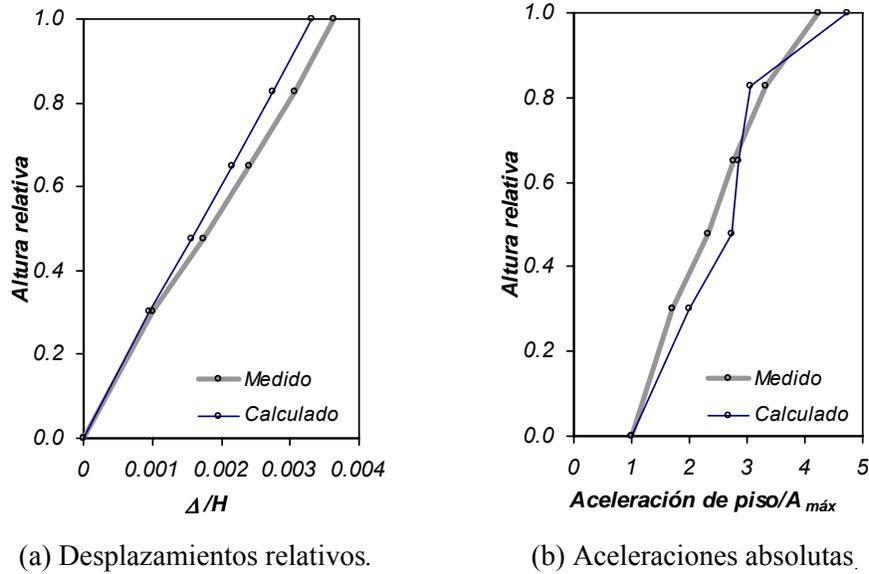


Figura 3.46. Espécimen A1, ensaye de baja intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa. $A_{base-max} = 0.061 g$.

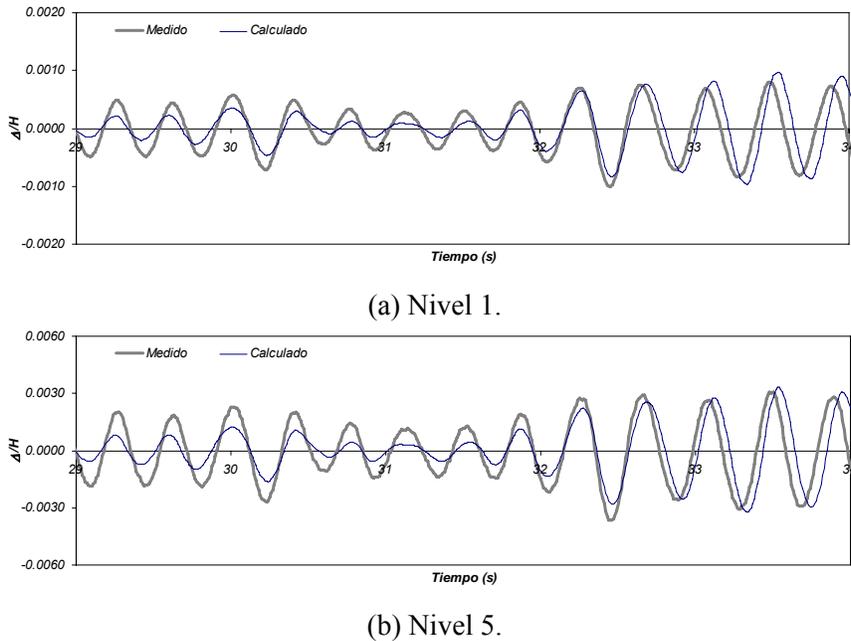
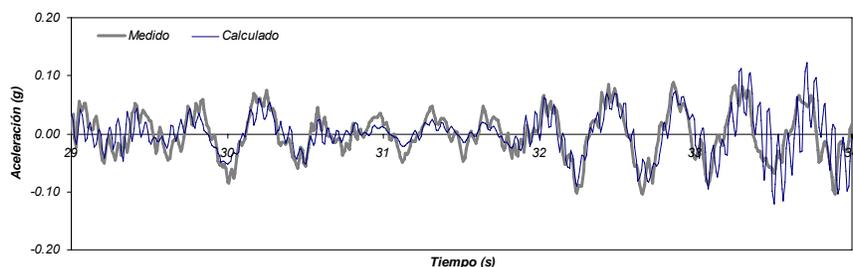
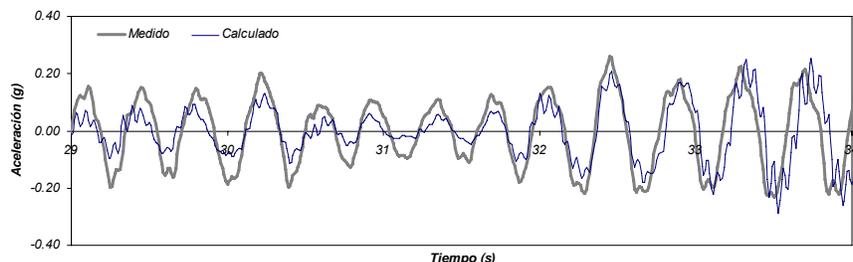


Figura 3.47. Espécimen A1, ensaye de baja intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.



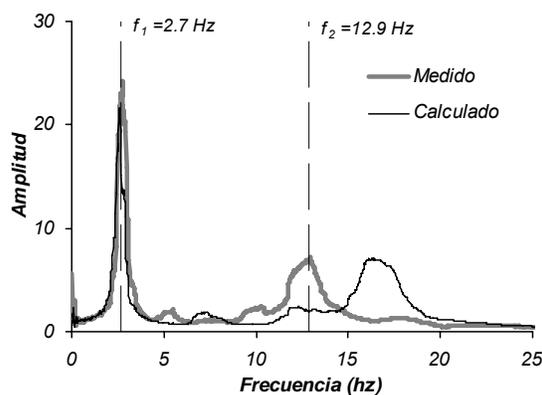
(a) Nivel 1.



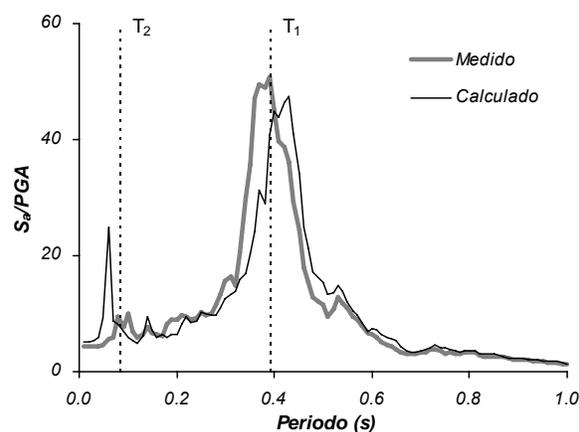
(b) Nivel 5.

Figura 3.48. Especímen A1, ensaye de baja intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.

En la Figura 3.49 se muestran los espectros de frecuencia y de respuesta de aceleraciones absolutas ($\xi=2\%$) obtenidos con las aceleraciones del nivel 5 del espécimen, tanto experimentalmente como con el modelo analítico, que demuestran la concordancia entre los valores experimentales y calculados.



a) Espectro de Fourier.



(b) Espectro de respuesta ($\xi=2\%$).

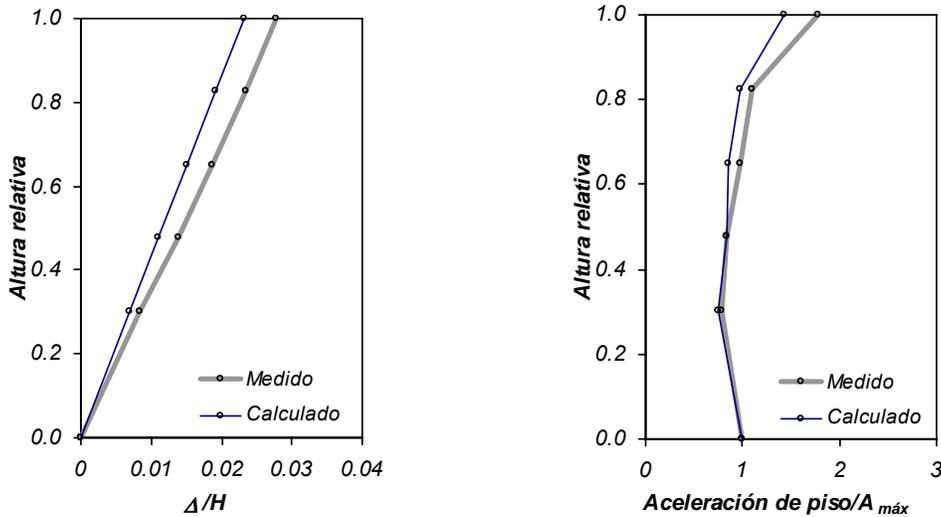
Figura 3.49. Especímen A1, ensaye de baja intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.

3.4.1.3 Ensaye de alta intensidad.

La envolvente de desplazamientos máximos de piso divididos entre la altura total, versus la altura relativa de piso, se presenta en la Figura 3.50a. La forma de la envolvente de desplazamientos presenta

un perfil lineal bastante marcado, lo cual puede reflejar el predominio del muro en el comportamiento del sistema total. La distorsión global máxima fue igual a 0.028 para esta intensidad de movimiento. La envolvente de aceleraciones máximas de piso con la altura relativa de piso se presenta en la Figura 3.50b. La forma de la envolvente presenta aceleraciones máximas de piso menores a la de la base en los primeros tres pisos y en el último piso se presentan aceleraciones de 1.4 a 1.8 veces la aceleración máxima de la base. Las Figuras 3.51 y 3.52 muestran la historia de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, respectivamente, del primer nivel y del quinto nivel, en la fase intensa del movimiento de alta intensidad. En todas las figuras, los resultados experimentales medidos se muestran en línea gruesa clara y los resultados calculados con el modelo de análisis se muestran en línea delgada oscura. En el caso del sismo de alta intensidad, los valores máximos calculados (en términos de momentos de volteo y cortantes en la base) son del orden del 85% de los valores encontrados experimentalmente, por lo que los resultados calculados con el modelo presentan una concordancia aceptable.

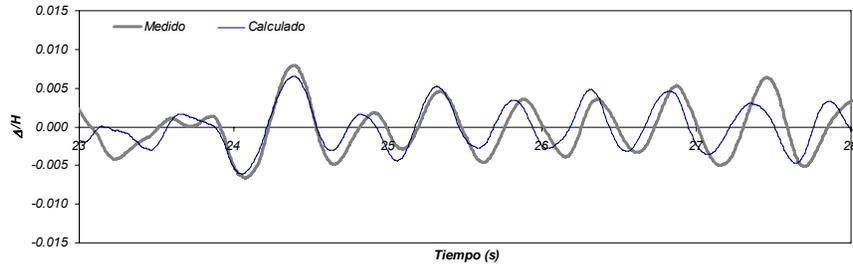
En la Figura 3.53 se muestran los espectros de Fourier y de respuesta de aceleraciones absolutas ($\xi=2\%$) obtenidos con las aceleraciones del nivel 5 del espécimen, tanto experimentalmente como con el modelo analítico, que demuestran la concordancia entre los valores experimentales y calculados. En ambos espectros se observa la elongación del periodo fundamental de la estructura debido al comportamiento inelástico. El periodo predominante en este intervalo de comportamiento fue igual a 0.49s. La concordancia entre los valores experimentales y calculados se observa en la comparación de los diagramas de momentos de volteo contra la distorsión total en el sistema, mostrados en la Figura 3.54.



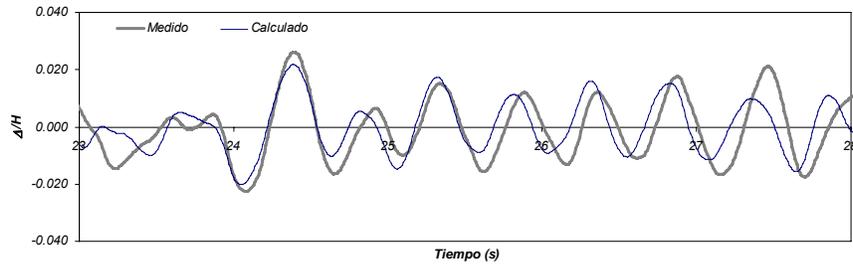
(a) Desplazamientos relativos.

(b) Aceleraciones absolutas.

Figura 3.50. Especimen A1, ensaye de alta intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa. $A_{base-max} = 0.61$ g.

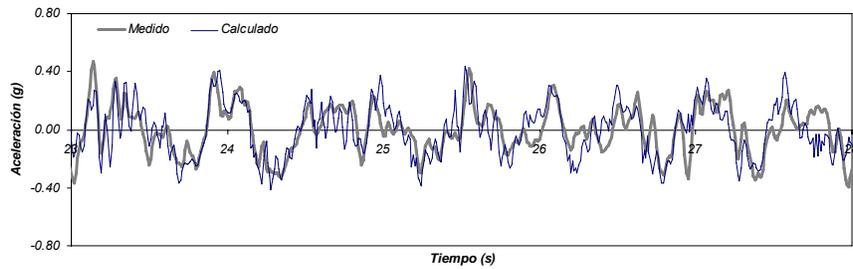


(a) Nivel 1.

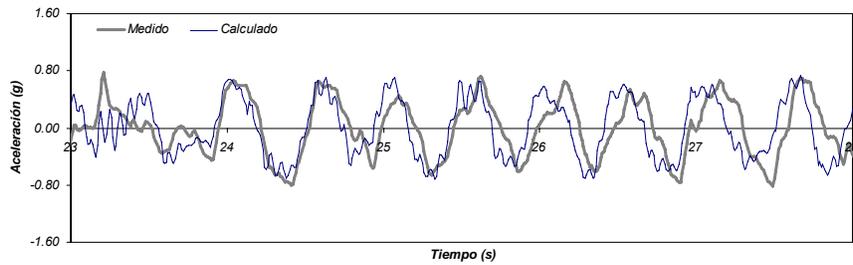


(b) Nivel 5.

Figura 3.51. Especímen A1, ensaye de alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.



(a) Nivel 1.



(b) Nivel 5.

Figura 3.52. Especímen A1, ensaye de alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.

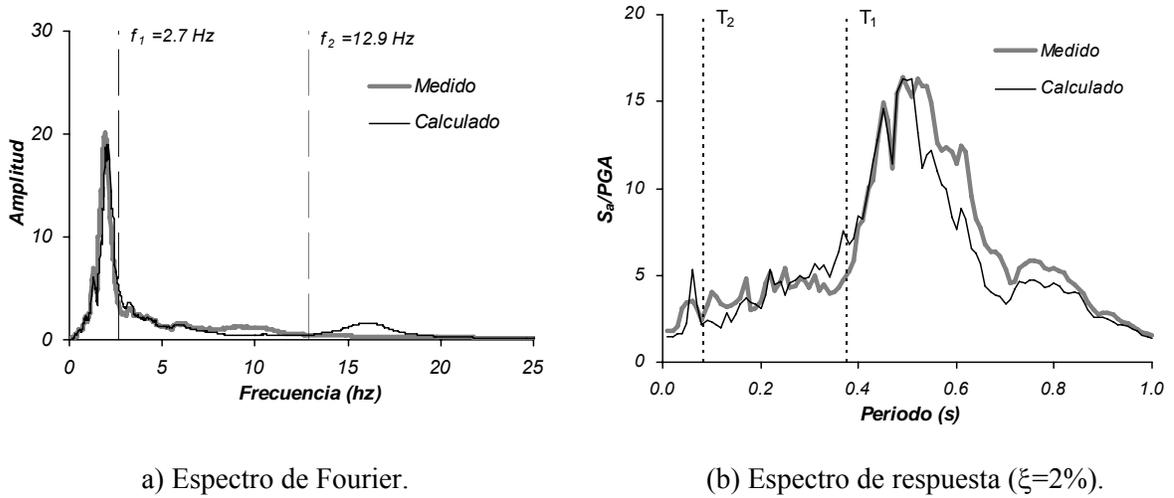


Figura 3.53. Especímen A1, ensaye de alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.

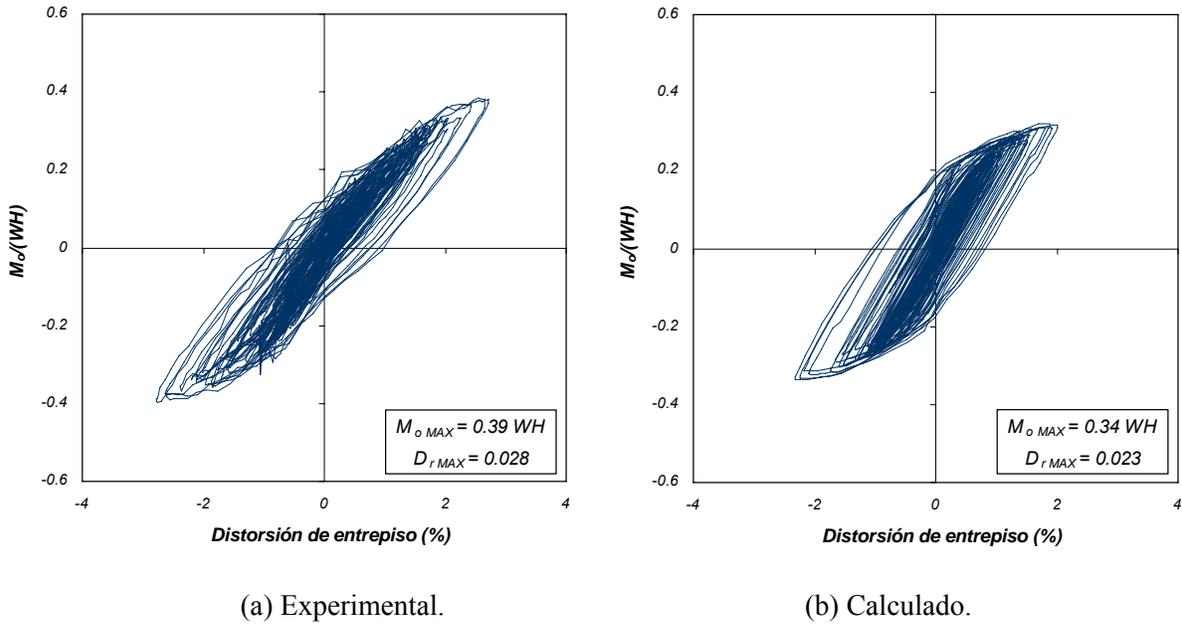


Figura 3.54. Especímen A1, ensaye de alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.

3.4.1.4 Ensaye de muy alta intensidad.

La envolvente de desplazamientos máximos de piso divididos entre la altura total, versus la altura relativa de piso, se presenta en la Figura 3.55a. La forma de la envolvente de desplazamientos presenta un perfil lineal bastante marcado, lo cual refleja el predominio del muro en el comportamiento del sistema total. La distorsión global máxima fue igual a 0.041 para esta intensidad de movimiento. La envolvente de aceleraciones máximas de piso con la altura relativa de piso se presenta en la Figura 3.55b. La forma de la envolvente presenta aceleraciones máximas de piso menores a la de la base en los primeros cuatro pisos y en el último piso se presentan aceleraciones de 1.12 a 1.20 veces la aceleración

máxima de la base. Las Figuras 3.56 y 3.57 muestran la historia de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, respectivamente, del primer nivel y del quinto nivel, en la fase intensa del movimiento de muy alta intensidad. En todas las figuras, los resultados experimentales medidos se muestran en línea gruesa clara y los resultados calculados con el modelo de análisis se muestran en línea delgada oscura. En el caso del sismo de alta intensidad, los valores máximos calculados (en términos de momentos de volteo y cortantes en la base) son del orden del 90% de los valores encontrados experimentalmente, por lo que los resultados calculados con el modelo presentan una concordancia aceptable.

En la Figura 3.58 se muestran los espectros de frecuencia y de respuesta de aceleraciones absolutas ($\xi=2\%$) obtenidos con las aceleraciones del nivel 5 del espécimen, tanto experimentalmente como con el modelo analítico, que demuestran la concordancia entre los valores experimentales y calculados. Como en el caso del ensaye de alta intensidad, en ambos espectros se observa la elongación del periodo fundamental de la estructura debido al comportamiento inelástico. El periodo predominante en este intervalo de comportamiento fue igual a 0.49s. Sin embargo, se observó que para este nivel de intensidad del movimiento en la base, que implicó mayores incursiones en el intervalo de comportamiento no lineal, no se presentó un incremento del periodo fundamental respecto del movimiento de alta intensidad. La comparación de los diagramas de momentos de volteo contra la distorsión total en el sistema, mostrados en la Figura 3.59, permite observar la concordancia entre los resultados del modelo y del ensaye. Las diferencias entre las funciones de transferencia y los espectros de respuesta de las aceleraciones medidas y calculadas en el nivel 5 pueden deberse a la condición inicial diferente en la que se realizó el ensaye, es decir, el espécimen había sido sometido a un movimiento de alta intensidad y tenía cierto grado de rigidez menor y posiblemente un amortiguamiento mayor que en las condiciones teóricas.

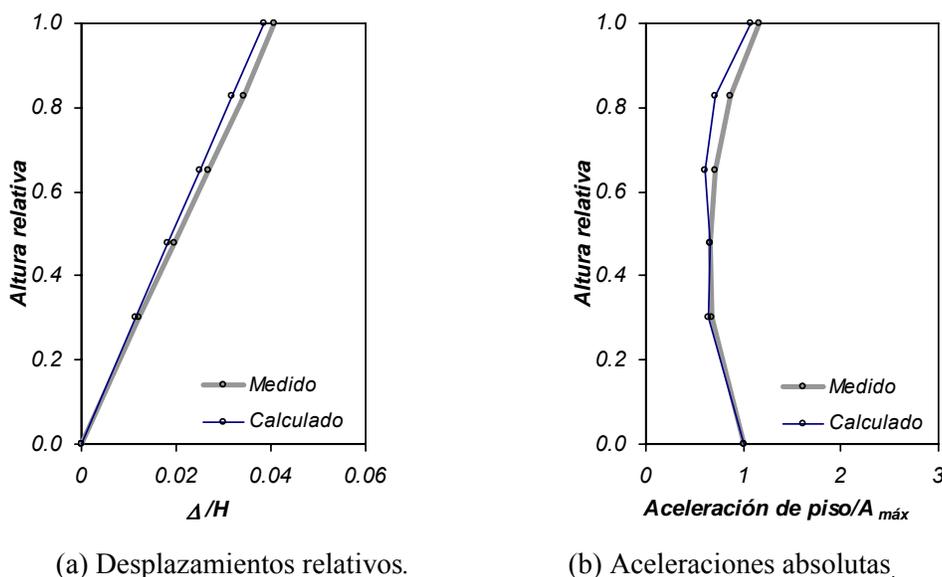
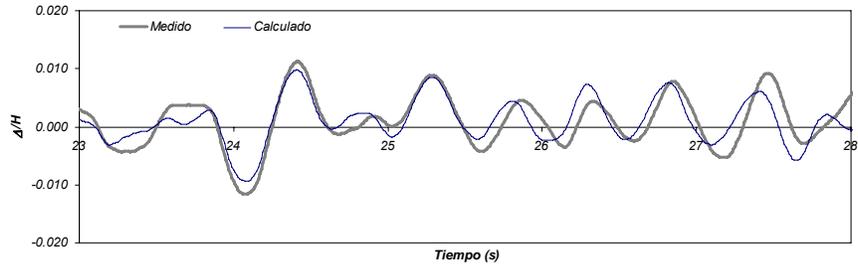
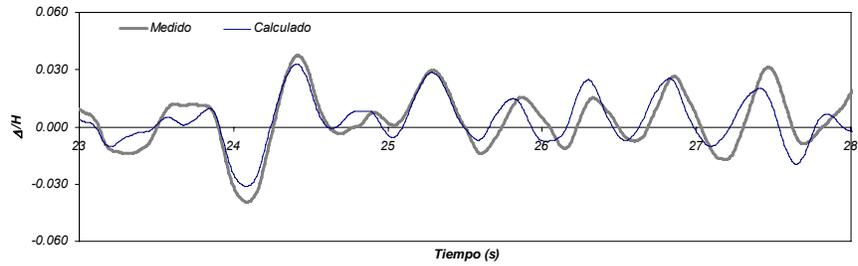


Figura 3.55. Especímen A1, ensaye de muy alta intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa. $A_{\text{base-max}} = 1.00$ g.

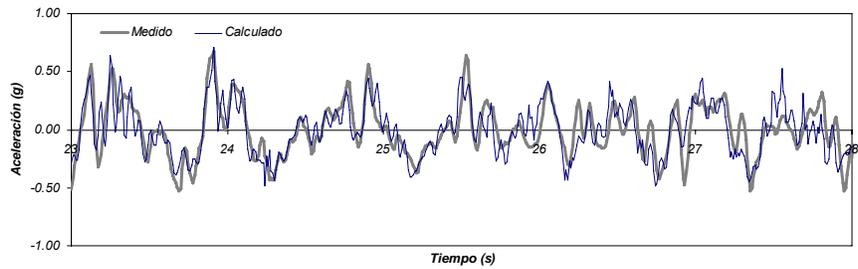


(a) Nivel 1.

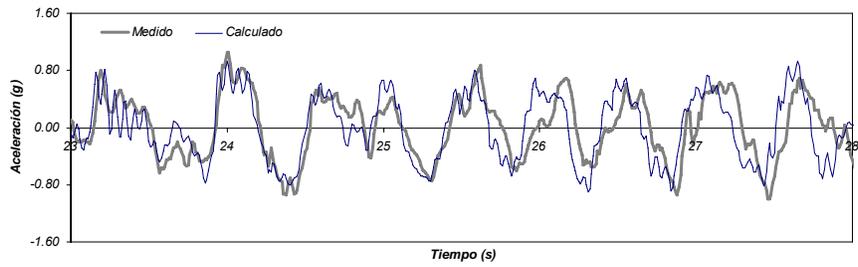


(b) Nivel 5.

Figura 3.56. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.



(a) Nivel 1.



(b) Nivel 5.

Figura 3.57. Espécimen A1, ensaye de muy alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.

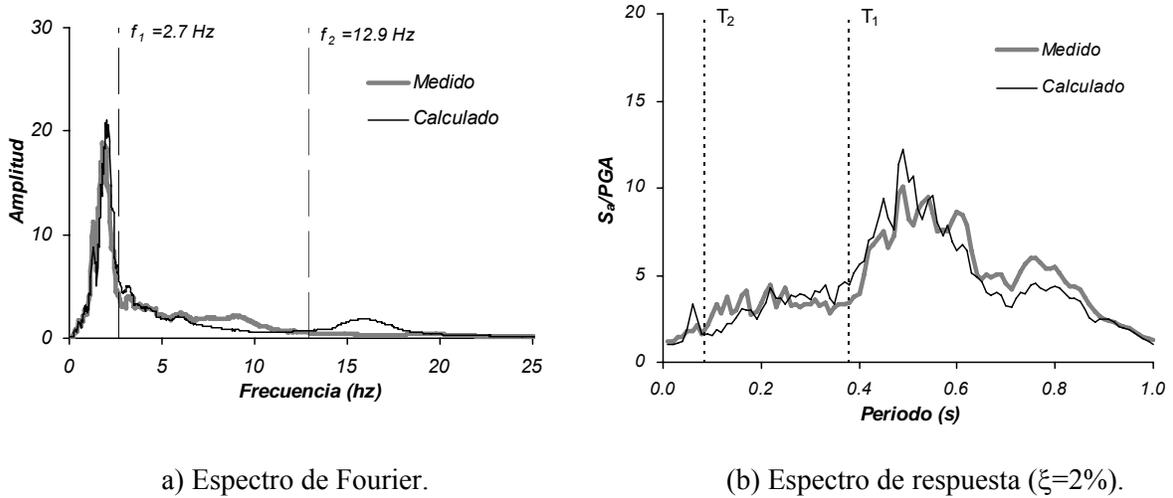


Figura 3.58. Especímen A1, ensaye de muy alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.

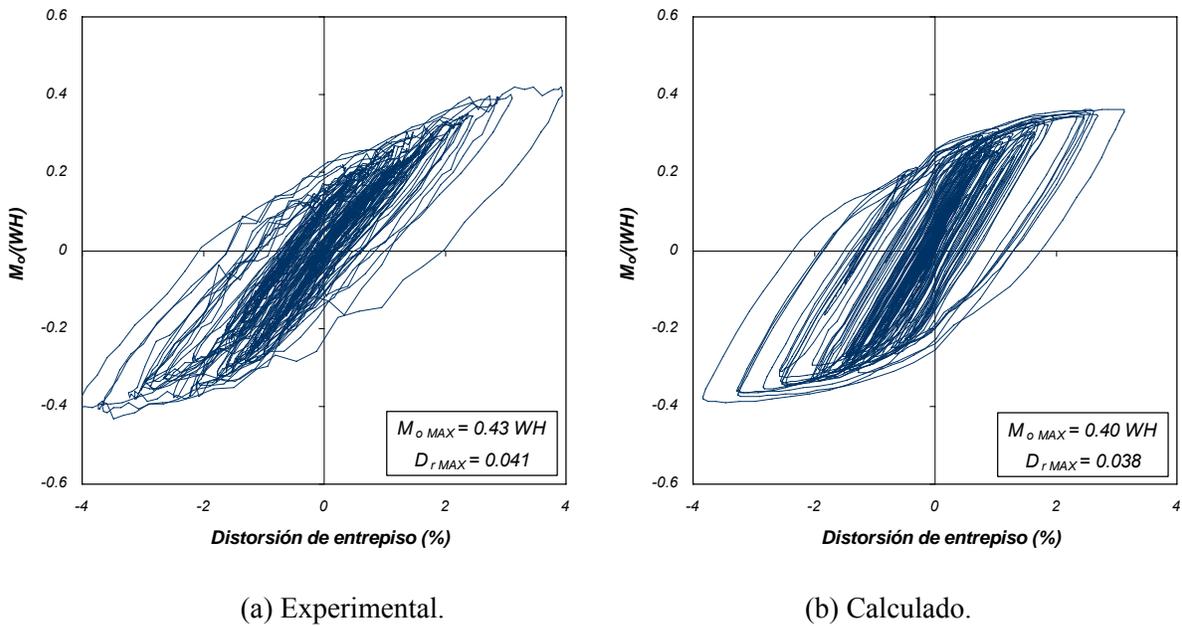


Figura 3.59. Especímen A1, ensaye de muy alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.

La falla del sistema se concentró en la base del muro autocentrado y en las articulaciones plásticas en los fusibles del marco. Las ductilidades de rotación máximas obtenidas en el sismo de intensidad máxima aplicada en el espécimen A1 fueron iguales a 6.3 en vigas y 7.1 en columnas. En la Figura 3.60 se muestra una vista general y detalles del estado final de la base del muro después de los ensayos realizados; se dibujó una cuadrícula de 0.05m de longitud en las paredes del muro para apreciar la escala de los daños observados. En la base del muro se presentó el desprendimiento del recubrimiento de concreto y el aplastamiento del concreto confinado en un ancho de aproximadamente 0.05 m.



(a) Vista general (tamaño de la cuadrícula = 0.05m).



(b) Detalle extremo sur.



(c) Detalle extremo norte

Figura 3.60. Espécimen A1. Forma de falla en la base del muro.

3.4.1.5 Parámetros globales de la respuesta inelástica.

Se calcularon algunos parámetros globales de la respuesta inelástica del modelo analítico planteado y del espécimen ensayado, con los resultados de los movimientos de baja intensidad, de alta intensidad y de muy alta intensidad, con fines de comparación. Uno de estos parámetros es el factor R_M , que toma en cuenta la ductilidad global y el efecto de la sobrerresistencia de la estructura, y representa un factor de reducción de la respuesta sísmica poco afectado por los modos superiores (Rodríguez *et al*, 2007), este factor está definido por la expresión:

$$R_M = \frac{M_{ve}}{M_{vo}} \quad (3.15)$$

Donde M_{ve} y M_{vo} son los momentos de volteo máximos por sismo en el edificio obtenidos manteniendo una respuesta elástica y aquél que se obtiene de la respuesta inelástica no lineal, respectivamente. Los momentos de volteo M_V fueron calculados con la expresión:

$$M_V(t) = \sum_{i=1}^n \left[\ddot{U}_i(t) m_i h_i + m_i g \Delta_i(t) \right] \quad (3.16)$$

Donde $\ddot{U}_i(t)$ es la aceleración del piso i en el instante de tiempo t , h_i es la altura del nivel i , m_i es la masa del nivel i , $\Delta_i(t)$ es el desplazamiento relativo del piso i respecto a su base en el instante de tiempo t y g es la aceleración de la gravedad. Otro parámetro calculado fue la relación entre el cortante máximo en la base y el peso total del edificio, V/W . Además, fue estimado un valor para la sobrerresistencia, Ω_o , y la relación entre los desplazamientos máximos del piso superior considerando una respuesta inelástica y aquél conservando una respuesta elástica, D_{rin}/D_{rel} . El cortante en la base, V , fue calculado como la suma de las fuerzas inerciales de cada piso, que son iguales al producto de la masa por la aceleración absoluta horizontal de cada piso. La sobrerresistencia fue calculada a partir de una estimación del cortante máximo asociado al modo fundamental de vibración, V_o , definido por la expresión:

$$V_o = \frac{M_{vo}}{H_{ef}} \quad (3.17)$$

Donde H_{ef} es la altura efectiva del primer modo de vibración, empleada con la suposición que no cambia significativamente durante la respuesta inelástica de la estructura. En el caso del espécimen A1, H_{ef} es igual a $0.75 H$. El valor de V_o equivale a su vez a la expresión:

$$V_o = \Omega_o C_S W \quad (3.18)$$

Donde C_S es el coeficiente sísmico empleado en el diseño y W es el peso total de la estructura. De la expresión anterior, se establece una expresión para la sobrerresistencia Ω_o :

$$\Omega_o = \frac{V_o}{C_S W} \quad (3.19)$$

En la Tabla 3.6 se presentan los parámetros globales obtenidos con los resultados analíticos y experimentales. Los valores calculados presentan una concordancia aceptable con los valores experimentales.

Tabla 3.6. Especimen A1. Parámetros globales de la respuesta inelástica.

Parámetro	Intensidad de diseño		Intensidad máxima aplicada	
	Calculado	Experimental	Calculado	Experimental
R_M	3.1	3.0	4.3	4.4
V/W	0.48	0.54	0.55	0.57
Ω_o	1.8	2.1	2.1	2.3
D_{rin}/D_{rel}	0.71	0.78	0.71	0.69

3.4.2 Espécimen A2.

3.4.2.1 Modos de vibración y amortiguamientos modales.

El modo de vibración predominante fue obtenido aplicando el procedimiento resumido en la sección 3.4.1.1. La Tabla 3.7 presenta los periodos de vibración obtenidos con las mediciones experimentales obtenidas en el ensaye de baja intensidad y aquellos calculados con el modelo de análisis. No fue posible obtener el segundo modo de vibración de este espécimen debido a que la frecuencia de ese modo de vibración es mayor que la frecuencia máxima del registro empleado. La Figura 3.61 muestra las formas de las contribuciones modales obtenidas para el espécimen A2, con las definiciones descritas en la sección 3.4.1.1.

Tabla 3.7. Espécimen A2. Periodos de vibración.

Resorte	T_1 (s)	T_2 (s)
Medido	0.26	-
Calculado	0.24	0.03

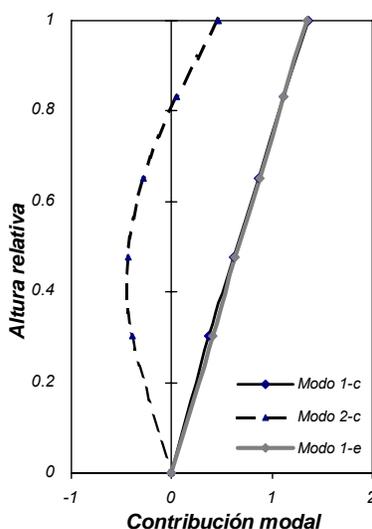
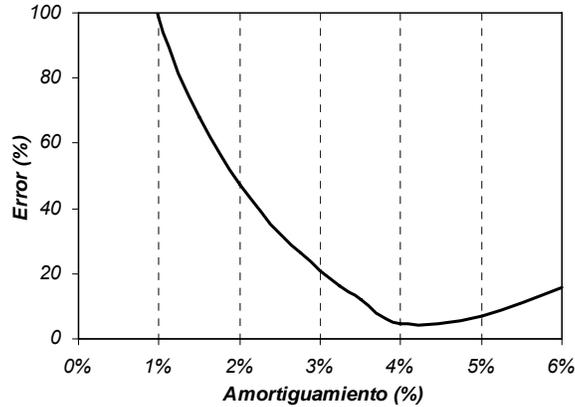


Figura 3.61. Espécimen A2. Contribuciones modales experimentales y calculadas.

El amortiguamiento modal fue obtenido mediante el procedimiento resumido en la sección 3.4.1.1. Los resultados del procesamiento se presentan en la Figura 3.62. El amortiguamiento modal es aquel que presenta el menor valor de la función de error. De esta manera, el amortiguamiento modal calculado para el modo predominante fue de 4.00%. El valor del amortiguamiento del primer modo es ligeramente mayor que el calculado con los resultados del ensaye de vibración libre, de 3.00%.

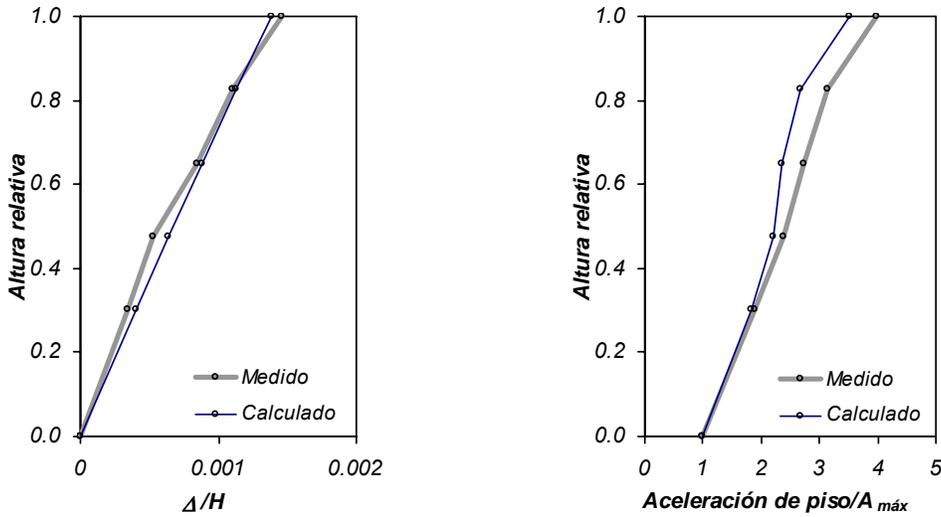


(a) Modo 1. $\xi = 4\%$

Figura 3.62. Especímen A2. Funciones de error versus el porcentaje de amortiguamiento.

3.4.2.2 Ensaye de baja intensidad.

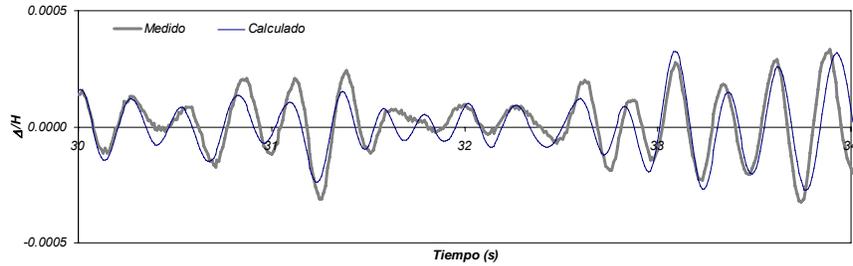
La envolvente de desplazamientos máximos de piso divididos entre la altura total, versus la altura relativa de piso, se presenta en la Figura 3.63a. La distorsión global presentó un valor máximo de 0.0014 en el espécimen A2. La envolvente de aceleraciones máximas de piso con la altura relativa de piso se presenta en la Figura 3.63b. La envolvente presenta aceleraciones máximas en el último piso de 3.5 a 3.9 veces la aceleración máxima de la base. Las Figuras 3.64 y 3.65 muestran la historia de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, respectivamente, del primer nivel y del quinto nivel, en la fase intensa del movimiento de baja intensidad. En todas las figuras mostradas, los resultados experimentales se muestran en línea gruesa clara y los resultados obtenidos con el modelo de análisis se muestran en línea delgada más oscura, los resultados calculados con el modelo presentan una concordancia aceptable.



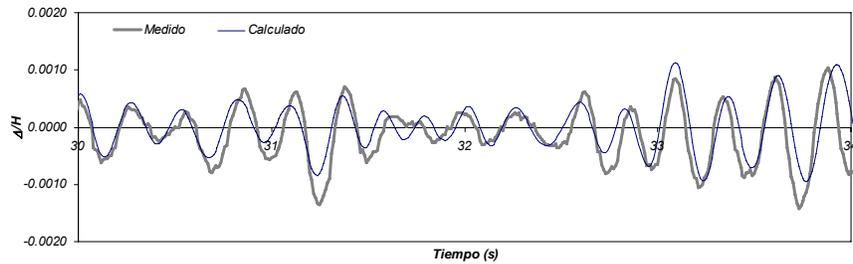
(a) Desplazamientos relativos.

(b) Aceleraciones absolutas.

Figura 3.63. Especímen A2, ensaye de baja intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa. $A_{base-max} = 0.047\text{ g}$.

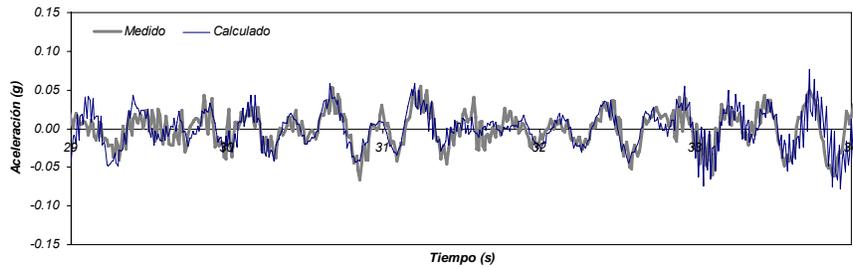


(a) Nivel 1.

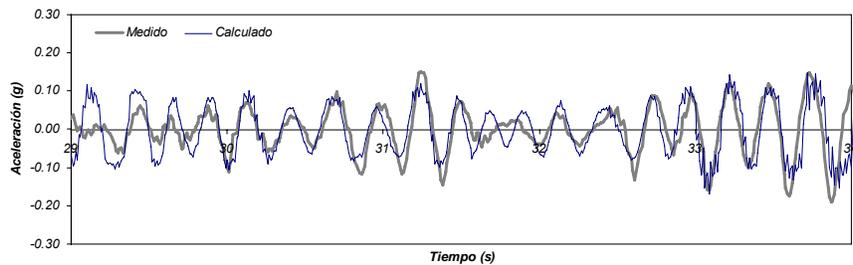


(b) Nivel 5.

Figura 3.64. Especímen A2, ensaye de baja intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.



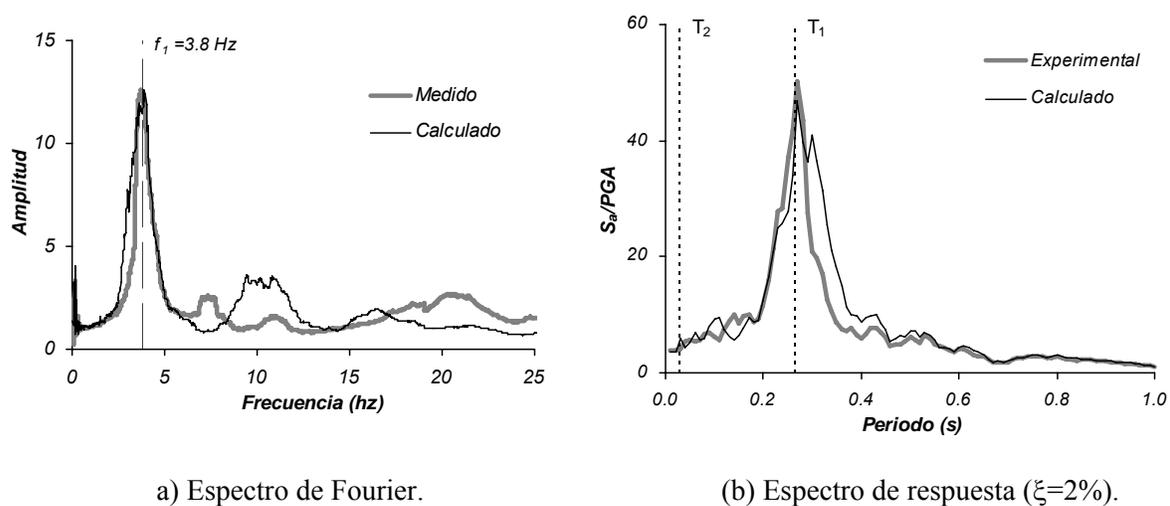
(a) Nivel 1.



(b) Nivel 5.

Figura 3.65. Especímen A2, ensaye de baja intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.

En la Figura 3.66 se muestran los espectros de frecuencia y de respuesta de aceleraciones absolutas ($\xi=2\%$) obtenidos con las aceleraciones del nivel 5 del espécimen, tanto experimentalmente como con el modelo analítico, que demuestran la concordancia entre los valores experimentales y calculados.



a) Espectro de Fourier.

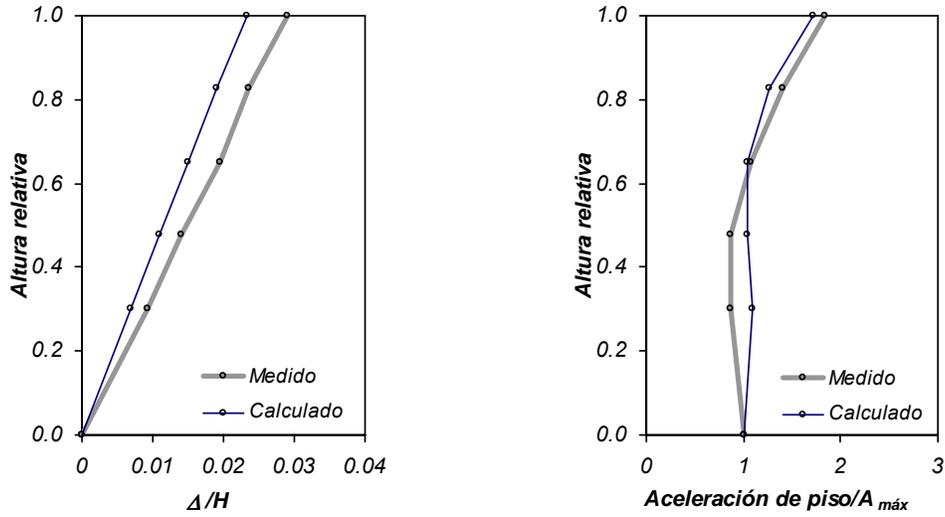
(b) Espectro de respuesta ($\xi=2\%$).

Figura 3.66. Especímen A2, ensaye de baja intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.

3.4.2.3 Ensaye de alta intensidad.

La envolvente de desplazamientos máximos de piso divididos entre la altura total, versus la altura relativa de piso, se presenta en la Figura 3.67a. La forma de la envolvente de desplazamientos presenta un perfil lineal bastante marcado, lo cual refleja el predominio del muro en el comportamiento del sistema total. La distorsión global máxima fue igual a 0.029 para esta intensidad de movimiento. La envolvente de aceleraciones máximas de piso con la altura relativa de piso se presenta en la Figura 3.67b. La forma de la envolvente presenta aceleraciones máximas de piso menores a la de la base en los primeros dos pisos y en el último piso se presentan aceleraciones de 1.6 a 1.8 veces la aceleración máxima de la base. En términos de desplazamientos, los desplazamientos máximos calculados son del orden de 80 a 85% de los desplazamientos máximos obtenidos experimentalmente.

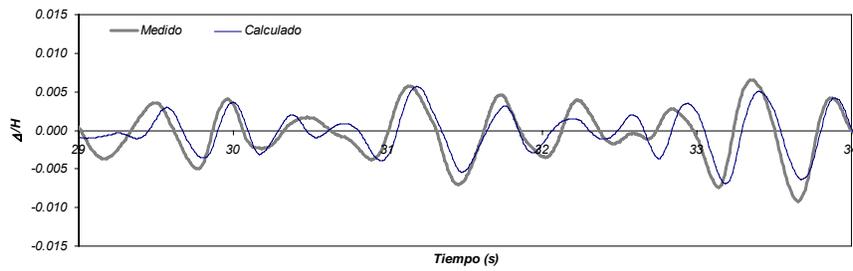
Las Figuras 3.68 y 3.69 muestran la historia de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, respectivamente, del primer nivel y del quinto nivel, en la fase intensa del movimiento de alta intensidad. En todas las figuras, los resultados experimentales se muestran en línea gruesa clara y los resultados obtenidos con el modelo de análisis se muestran en línea delgada oscura. En el caso del sismo de alta intensidad, los valores máximos calculados (en términos de momentos de volteo y cortantes en la base) son del orden del 94% de los valores encontrados experimentalmente, por lo que los resultados calculados con el modelo presentan una concordancia aceptable.



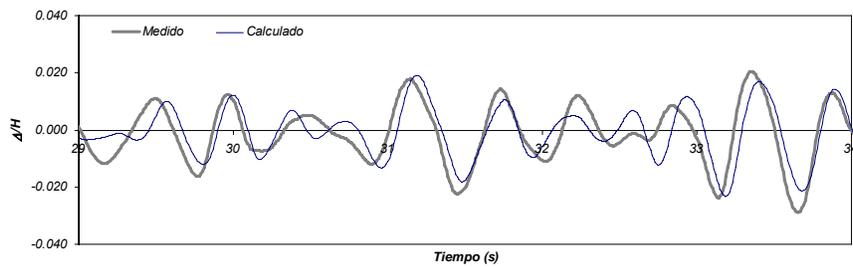
(a) Desplazamientos relativos.

(b) Aceleraciones absolutas.

Figura 3.67. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa. $A_{\text{base-max}} = 0.71 \text{ g}$.

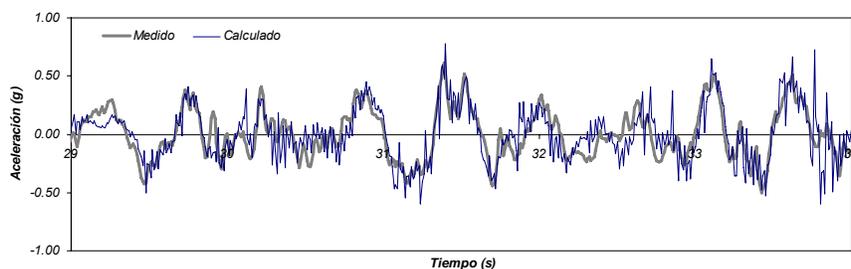


(a) Nivel 1.

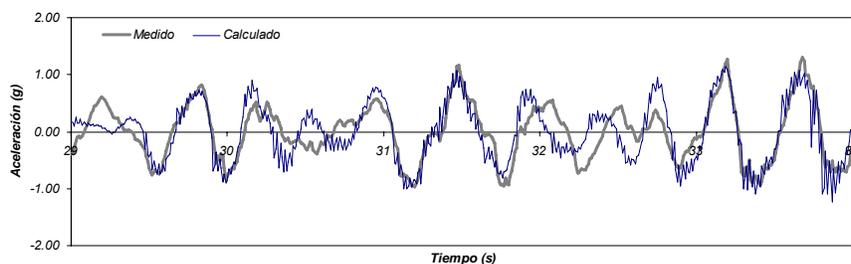


(b) Nivel 5.

Figura 3.68. Espécimen A2, ensaye de alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.



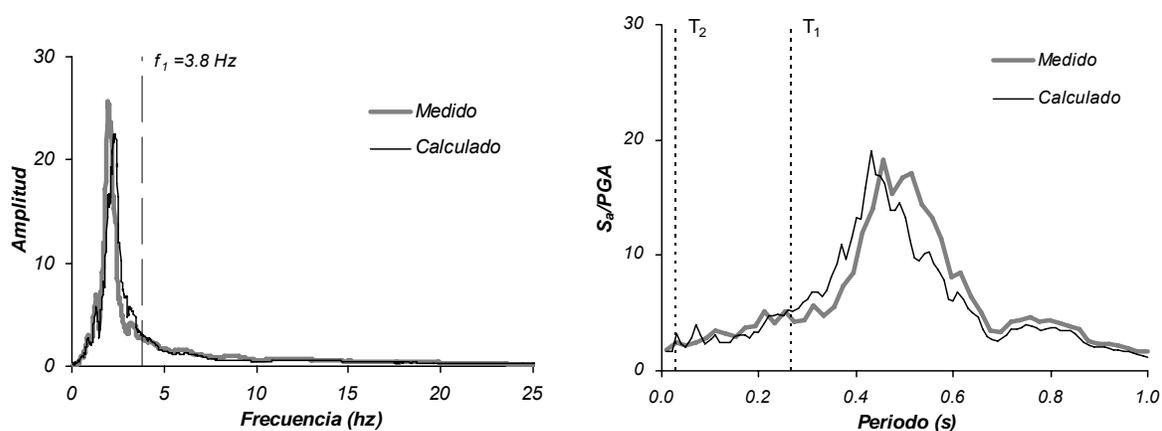
(a) Nivel 1.



(b) Nivel 5.

Figura 3.69. Especímen A2, ensaye de alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.

En la Figura 3.70 se muestran los espectros de frecuencia y de respuesta de aceleraciones absolutas ($\xi=2\%$) obtenidos con las aceleraciones del nivel 5 del espécimen, tanto experimentalmente como con el modelo analítico, que demuestran la concordancia entre los valores experimentales y calculados. En ambos espectros se observa la elongación del periodo fundamental de la estructura debido al comportamiento inelástico. El periodo predominante en este intervalo de comportamiento fue igual a 0.45s.



a) Espectro de Fourier.

 (b) Espectro de respuesta ($\xi=2\%$).

Figura 3.70. Especímen A2, ensaye de alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.

La comparación de los diagramas de momentos de volteo contra la distorsión total, mostrados en la Figura 3.71, permite notar la concordancia entre los resultados analíticos y experimentales.

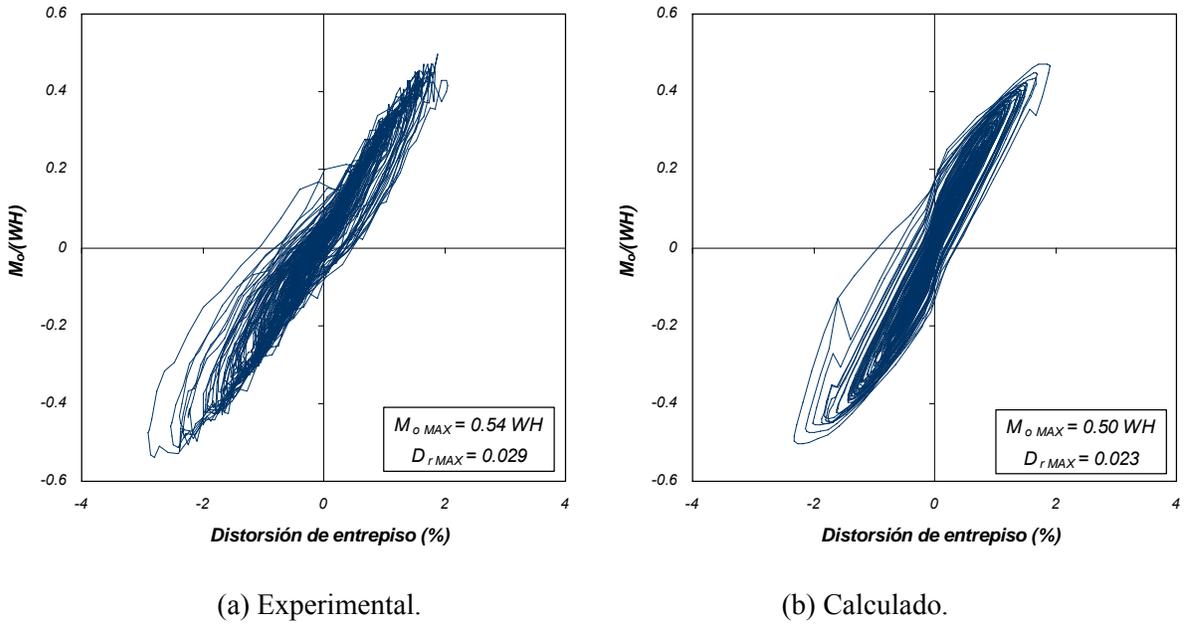
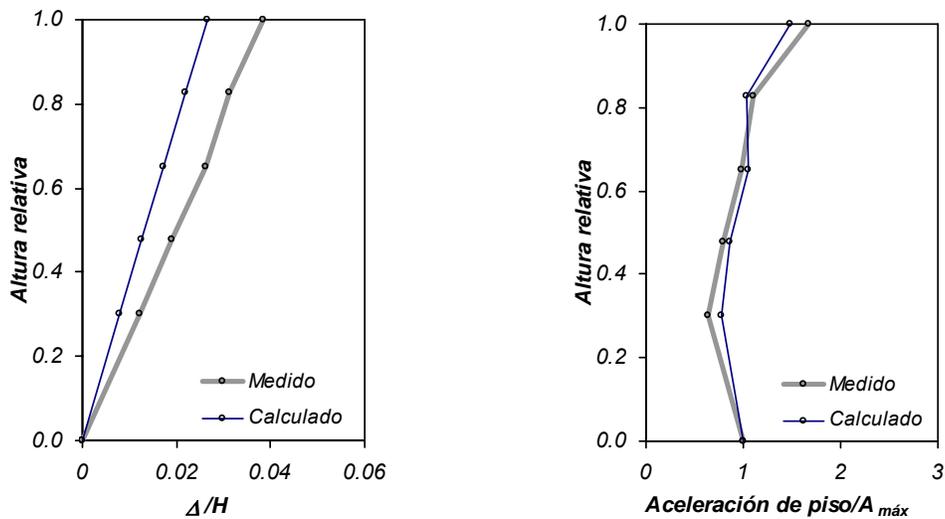


Figura 3.71. Especimen A2, ensaye de alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.

3.4.2.4 Ensaye de muy alta intensidad.

La envolvente de desplazamientos máximos de piso divididos entre la altura total, versus la altura relativa de piso, se presenta en la Figura 3.72a. La forma de la envolvente de desplazamientos presenta un perfil lineal bastante marcado, lo cual refleja el predominio del muro en el comportamiento del sistema total. La distorsión global máxima fue igual a 0.041 en esta intensidad de movimiento. La envolvente de aceleraciones máximas de piso con la altura relativa de piso se presenta en la Figura 3.72b. La forma de la envolvente presenta aceleraciones máximas de piso menores a la de la base en los primeros cuatro pisos y en el último piso se presentan aceleraciones de 1.12 a 1.20 veces la aceleración máxima de la base.

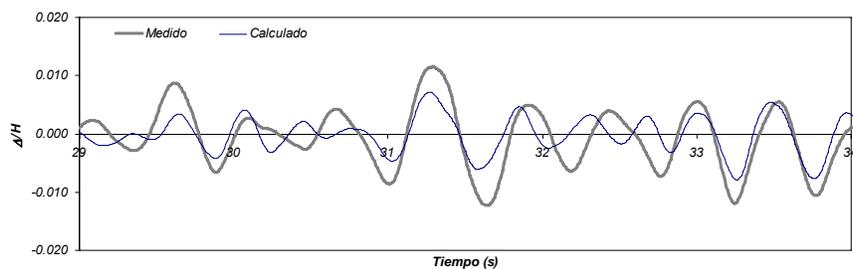
Las Figuras 3.73 y 3.74 muestran la historia de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, respectivamente, del primer nivel y del quinto nivel, en la fase intensa del movimiento de muy alta intensidad. En todas las figuras, los resultados experimentales se muestran en línea gruesa clara y los resultados obtenidos con el modelo de análisis se muestran en línea delgada oscura. En el caso del sismo de muy alta intensidad, los valores máximos calculados (en términos de momentos de volteo y cortantes en la base) son del orden del 97% de los valores encontrados experimentalmente, por lo que los resultados calculados con el modelo presentan una concordancia aceptable aunque en términos de desplazamientos los valores máximos calculados fueron del orden de 70 a 75% de los desplazamientos máximos obtenidos experimentalmente.



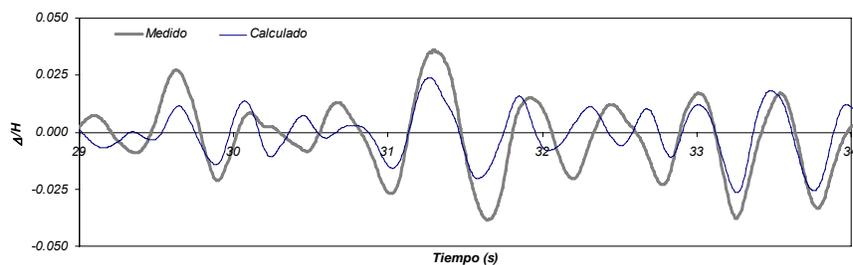
(a) Desplazamientos relativos.

(b) Aceleraciones absolutas.

Figura 3.72. Especímen A2, ensaye de muy alta intensidad. Envolvente de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas de piso con la altura relativa. $A_{base-max} = 0.89$ g.

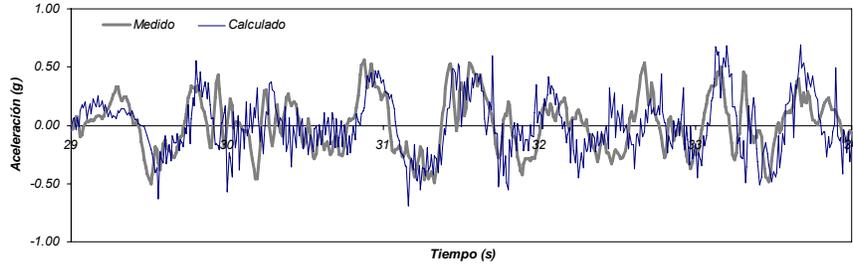


(a) Nivel 1.

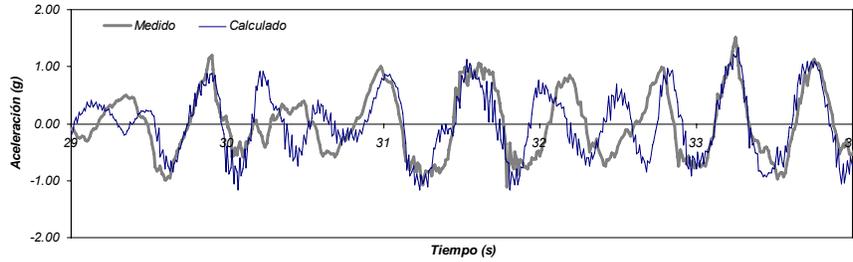


(b) Nivel 5.

Figura 3.73. Especímen A2, ensaye de muy alta intensidad. Historia de desplazamientos relativos en la fase intensa del movimiento.



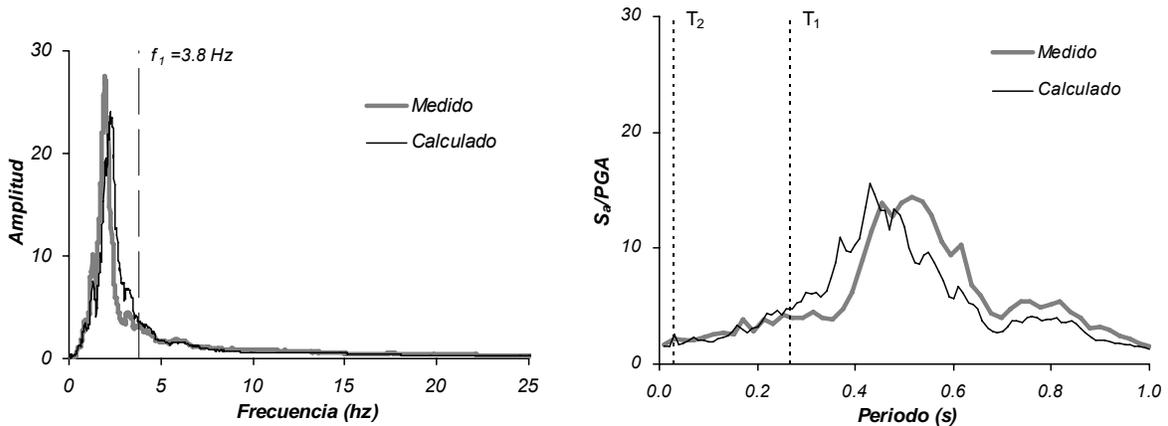
(a) Nivel 1.



(b) Nivel 5.

Figura 3.74. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Historia de aceleraciones absolutas en la fase intensa del movimiento.

En la Figura 3.75 se muestran los espectros de frecuencia y de respuesta de aceleraciones absolutas ($\xi=2\%$) obtenidos con las aceleraciones del nivel 5 del espécimen, tanto experimentalmente como con el modelo analítico, que demuestran la concordancia entre los valores experimentales y calculados. Como en el caso del ensaye de alta intensidad, en ambos espectros se observa la elongación del periodo fundamental de la estructura debido al comportamiento inelástico. El periodo predominante en este intervalo de comportamiento fue igual a 0.45s. Sin embargo, como se observó en el espécimen A1, para este nivel de intensidad de movimiento, que implicó mayores incursiones en el intervalo de comportamiento no lineal, no se presentó un incremento del periodo fundamental respecto del movimiento de alta intensidad.



a) Espectro de Fourier.

(b) Espectro de respuesta ($\xi=2\%$).

Figura 3.75. Espécimen A2, ensaye de muy alta intensidad. Espectro de Fourier y espectros de aceleración, aceleración en el nivel 5.

La comparación de los diagramas de momentos de volteo contra la distorsión total en el sistema, mostrados en la Figura 3.76, permite observar la concordancia entre los resultados del modelo y del ensaye.

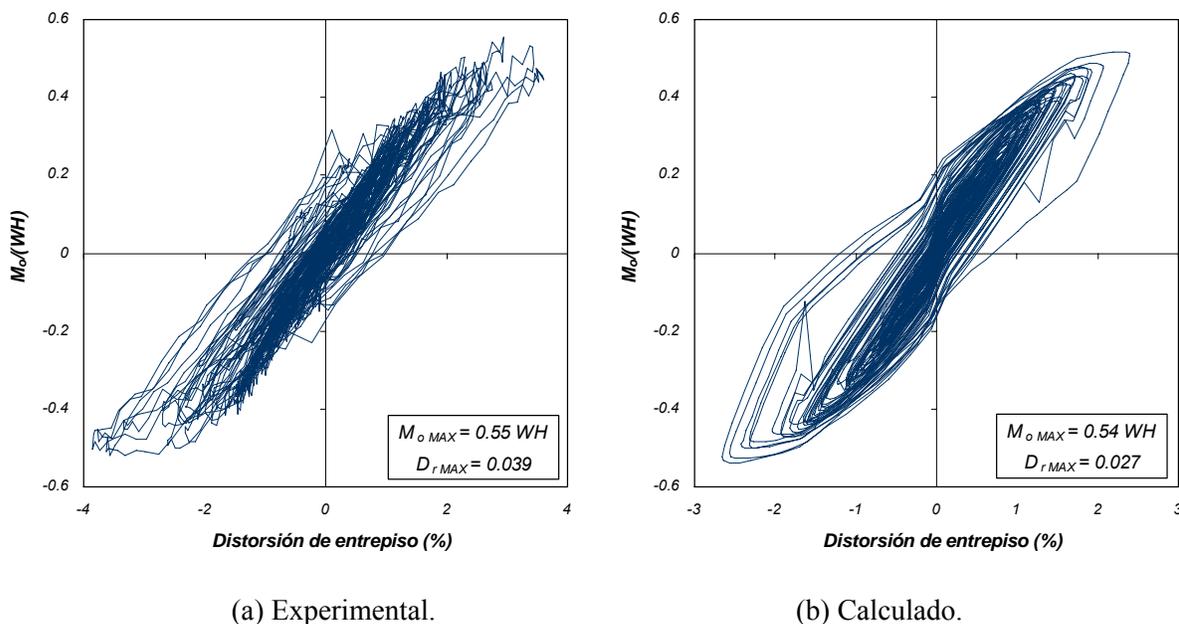


Figura 3.76. Especímen A2, ensaye de muy alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.

La falla del sistema se concentró en la base del muro autocentrado y en las articulaciones plásticas en los fusibles del marco. Las ductilidades máximas obtenidas en el sismo de intensidad máxima aplicada en el espécimen A2 fueron iguales a 6.6 en vigas y 7.1 en columnas. En la Figura 3.77 se muestra una vista general y detalles del estado final de la base de uno de los muros (muro Este) después de los ensayos realizados; una cuadrícula de 0.05m de longitud fue dibujada en las paredes del muro para apreciar la escala de los daños observados. En la base del muro se presentó el desprendimiento del recubrimiento de concreto y el aplastamiento del concreto confinado en un ancho de aproximadamente 0.05 m.

3.4.2.5 Parámetros globales de la respuesta inelástica.

Se calcularon algunos parámetros globales del modelo analítico planteado y del espécimen A2 ensayado, con los resultados de los movimientos de baja intensidad, de alta intensidad y de muy alta intensidad, del mismo modo en que se calculó para el espécimen A1. En la Tabla 3.8 se presentan los parámetros globales obtenidos con los resultados analíticos y experimentales. Los valores calculados presentan una concordancia aceptable con los valores experimentales.



(a) Vista general (tamaño de la cuadrícula = 0.05m).



(b) Detalle extremo sur.



(c) Detalle extremo norte

Figura 3.77. Espécimen A2. Forma de falla en la base del muro.

Tabla 3.8. Espécimen A2. Parámetros globales de la respuesta inelástica.

Parámetro	Intensidad de diseño		Intensidad máxima aplicada	
	Calculado	Experimental	Calculado	Experimental
R_M	2.0	2.5	2.3	3.0
V/W	0.70	0.70	0.76	0.76
Ω_o	2.7	2.9	2.9	3.0
D_{rim}/D_{rel}	1.15	1.35	1.10	1.46

La concordancia de los resultados experimentales con los valores calculados con el modelo de análisis empleado, para dos especímenes de características diferentes, tanto en periodos como en participación de los muros autocentrados en el sistema dual, han permitido su uso en los análisis estructurales de los edificios que se realizó como parte de este estudio y cuyos resultados se presentan en un capítulo posterior.

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS ESPECIMENES CON SISTEMAS MARCO-MURO AUTOCENTRADO Y CONVENCIONAL

4.1 INTRODUCCIÓN.

Como parte del presente estudio, se procesaron los resultados experimentales y analíticos de tres especímenes de sistemas muro-marco con muros convencionales y autocentrados, ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Dos de los especímenes son los correspondientes a los sistemas con muros autocentrados, A1 y A2. El espécimen del sistema muro-marco con muro convencional de concreto reforzado, denominado E1, fue materia de una Tesis Doctoral (Sánchez, 2008). Los detalles del espécimen E1 y de su modelo de análisis se encuentran en la Tesis mencionada y un trabajo posterior (Salinas *et al*, 2011), por lo que en este capítulo se presenta solamente un resumen de las características de este espécimen. La evaluación del desempeño sísmico de los especímenes fue desarrollada revisando las envolventes de aceleraciones absolutas y de desplazamientos relativos de piso, la reducción de la respuesta sísmica, la histéresis global de las estructuras, los cortantes en la base, la sobrerresistencia estructural, los desplazamientos residuales y las aceleraciones absolutas máximas de piso.

4.2 ESPÉCIMEN MURO-MARCO CON MURO CONVENCIONAL.

4.2.1 Características generales.

El espécimen E1 consistió en un sistema muro-marco formado con base en un marco de acero con fusibles, de dimensiones iguales al marco del espécimen A1, y un muro empotrado de concreto armado, de 0.08m x 0.25m de sección. Un aspecto en común con los especímenes con muros autocentrados es que el espectro de diseño fue el mismo, correspondiente al suelo tipo 1 de la NTCS del Estado de Guerrero, el factor de comportamiento sísmico Q y la distorsión de entrepiso de diseño fueron iguales en ambos casos, y el registro sísmico usado en los ensayos en mesa vibradora fue el de Lolloe, 1985.

El diseño del refuerzo del muro se realizó con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del Distrito Federal (NTCC, 2004). Se consideró un concreto con resistencia especificada a la compresión, f'_c , de 34.3 MPa y un esfuerzo especificado de fluencia, f_y , de 412 MPa para el acero de refuerzo del muro. Los fusibles del marco se diseñaron con acero tipo A-36.

El muro convencional fue diseñado para tener una participación del 60% del cortante total de diseño en la base, que implicó una participación del 29% del momento de volteo total de diseño (Sánchez, 2008). Este porcentaje es prácticamente similar que el considerado en el diseño del muro autocentrado del espécimen A1. Con base en los ensayos de control de calidad de los materiales, se obtuvo una resistencia real a la compresión de 47.1 MPa (480 kg/cm²) para el concreto y un esfuerzo real de fluencia de 480.2 MPa (4895 kg/cm²) para el acero de refuerzo del muro. El acero de los fusibles del marco presentó un esfuerzo de fluencia de 307.7 MPa (3135 kg/cm²). El peso total del espécimen fue de

67.9 kN. En la Figura 4.1 se presentan los esquemas de elevación y planta del espécimen E1, así como la sección transversal con el refuerzo del muro, con indicación de los pesos en cada piso.

Para el espécimen E1, el registro original para el movimiento de alta intensidad fue filtrado con un filtro pasa-banda que, sumado a factores de ruido en el funcionamiento de la mesa vibradora, produjo aceleraciones máximas reales mayores en el registro medido, del orden de 0.93g (Sánchez, 2008), como se muestra en la Figura 4.2; este fue el único movimiento de alta intensidad aplicado al espécimen. Para el movimiento de baja intensidad, fue empleado el registro de Llolleo escalado al 10% de la aceleración máxima.

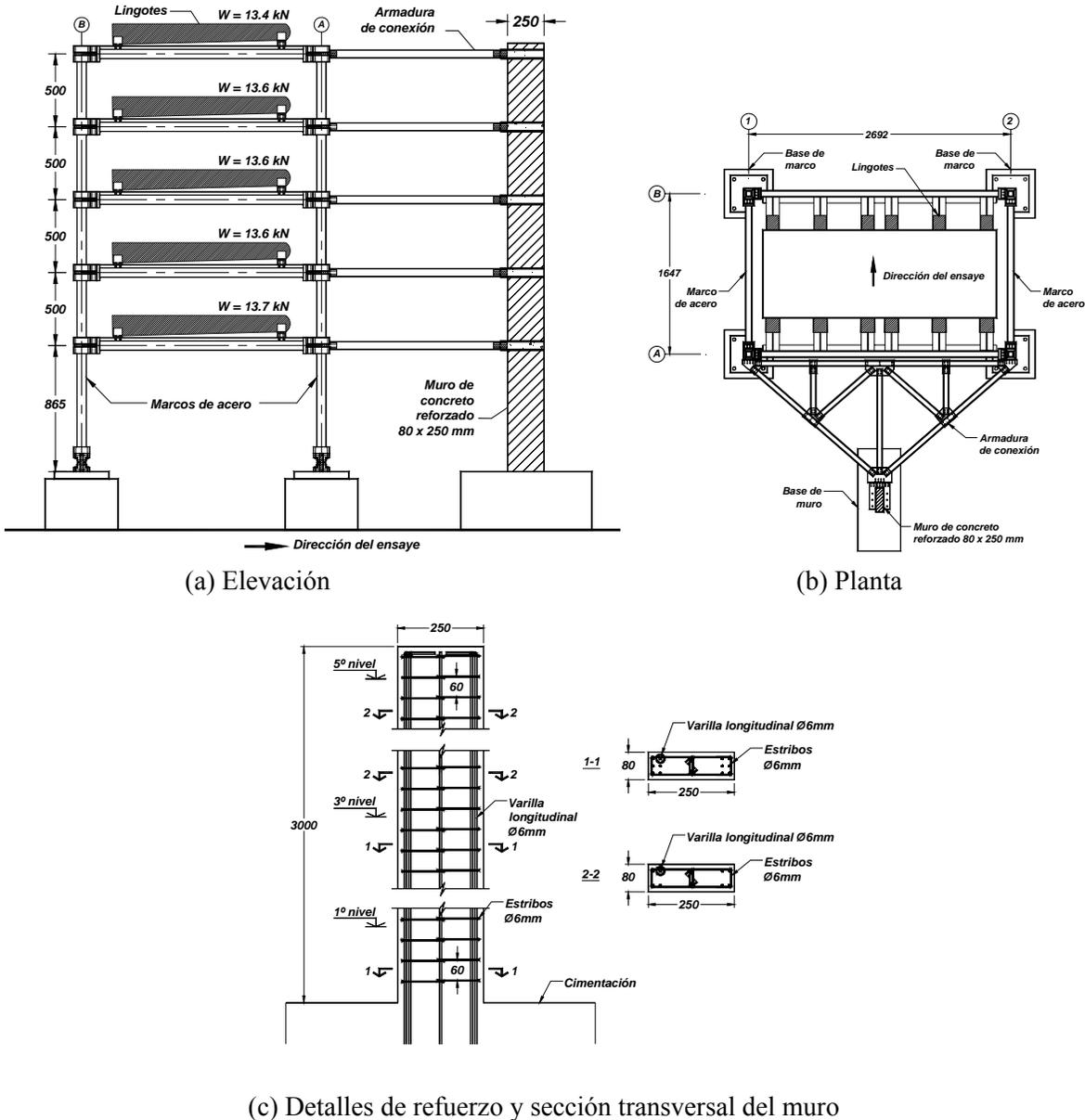


Figura 4.1. Especimen E1, dimensiones en mm (adaptado de Sánchez, 2008).

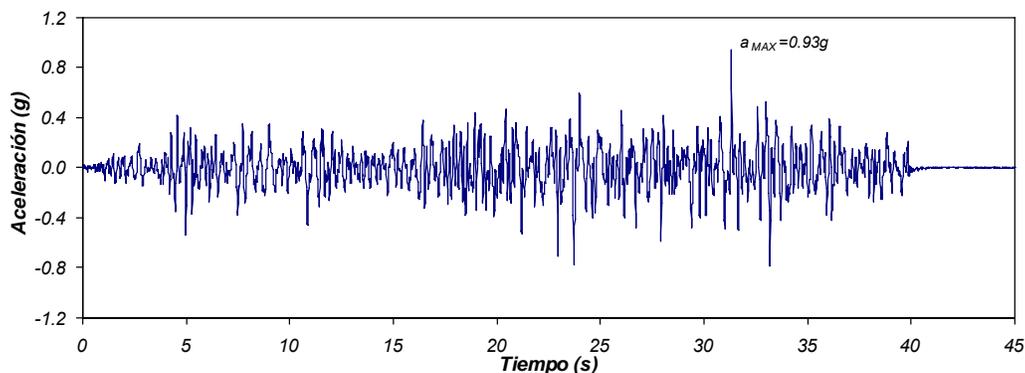


Figura 4.2. Registro del movimiento de la base. Especimen E1. Sismo de alta intensidad.

$$A_{\max}(\text{objetivo}) = 0.64g, A_{\max}(\text{medido}) = 0.93g.$$

4.2.2 Modelo de análisis.

El modelo empleado para el análisis dinámico no lineal fue calibrado con el programa *Ruaumoko* (Carr, 2010) con los resultados experimentales obtenidos. En el caso del espécimen E1, el modelo de análisis fue preparado con base en criterios para el análisis de estructuras muro-marco calibrados con ensayos realizados en años precedentes (Rodríguez *et al*, 2006; Sánchez, 2008). En la Figura 4.3 se muestra el modelo empleado para el análisis del espécimen E1 (Salinas *et al*, 2011). Las consideraciones para el modelo de los marcos con fusibles fueron similares a las empleadas en los modelos de los especímenes A1 y A2. La inercia efectiva para la sección transversal de los fusibles fue de 25% de la inercia de la sección bruta, aplicando las expresiones encontradas en este trabajo y resumidas en el Apéndice B. En la Tabla 4.1 se presentan los parámetros empleados para los fusibles del marco empleado en el espécimen E1.

El muro de concreto reforzado fue modelado como un elemento tipo *frame*, con la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 2010), con los parámetros $\alpha = 0.5$ y $\beta = 0$. Para modelar el muro convencional del espécimen E1, se definieron modelos bilineales aproximados a partir de los diagramas momento-curvatura de las secciones del muro obtenidos con el programa BIAx (Wallace, 1989); de estos diagramas, mediante una aproximación bilineal, se obtuvieron las inercias efectivas de las dos secciones típicas del muro, que correspondieron a 54% de la inercia de la sección bruta para el muro en sus tres primeros pisos y 40% para los pisos 4 y 5 (Salinas *et al*, 2011). Las propiedades empleadas para las dos secciones típicas del muro se muestran en la Tabla 4.2. La longitud de rótula plástica en la base del muro se consideró de acuerdo a las recomendaciones de Paulay y Priestley (1992).

En los análisis no lineales se consideraron los efectos *P*-delta, y una fracción de amortiguamiento crítico igual a 2% para todos los modos. Este valor produjo resultados razonablemente comparables a los obtenidos experimentalmente, con la excepción de la aceleración en el último piso, donde se presentó una falla local en la conexión entre el marco y el muro durante el movimiento de alta intensidad.

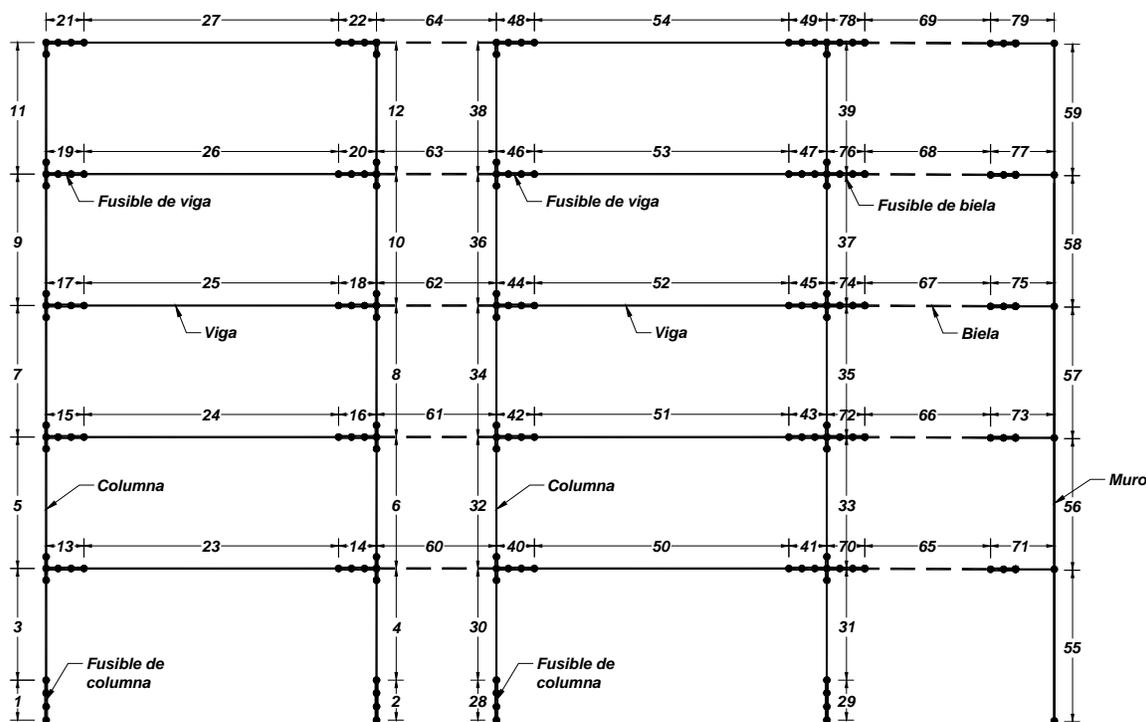


Figura 4.3. Modelo de análisis del espécimen E1.

Tabla 4.1. Especimen E1. Propiedades de los fusibles del marco.

Espesor del fusible (mm)	K_{θ} (kN-m/rad)	θ_{sh} (rad)	θ_u (rad)	M_p (kN-m)	M_u (kN-m)
13	197.6	0.0084	0.1262	1.43	2.15
14	246.7	0.0078	0.1171	1.66	2.49

Tabla 4.2. Especimen E1. Propiedades del muro.

Pisos	I_{ef} (m ⁴)	r	M_y (kN-m)	M_u (kN-m)
1 a 3	0.567×10^{-4}	0.024	20.6	25.4
4 y 5	0.418×10^{-4}	0.020	15.2	18.4

La Tabla 4.3 muestra los periodos de vibración de los dos primeros modos de vibración, obtenidos con las mediciones experimentales del ensayo de baja intensidad y aquellos calculados con el modelo de análisis. La Figura 4.4 muestra las formas de las contribuciones modales de los dos primeros modos de vibración obtenidos para el espécimen E1, con las definiciones descritas en la sección 3.4.1.1. La Figura

4.5 presenta las envolventes de desplazamientos relativos y de aceleraciones absolutas, así como los espectros de Fourier de la aceleración del último piso, tanto medidos experimentalmente como calculados con el modelo de análisis, para el movimiento de alta intensidad. En la Figura 4.6 se muestran los diagramas de histéresis global de momentos de volteo versus la distorsión de piso, para el movimiento de alta intensidad. En todos los casos, el modelo reprodujo en forma aceptable el comportamiento observado en los ensayos de baja intensidad y de alta intensidad.

Tabla 4.3. Especímen E1. Periodos de vibración.

Resorte	T_1 (s)	T_2 (s)
Medido	0.41	0.09
Calculado	0.41	0.10

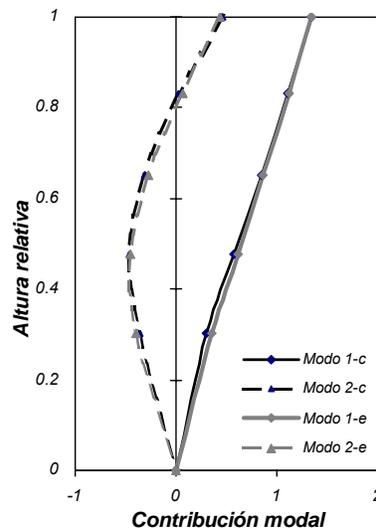
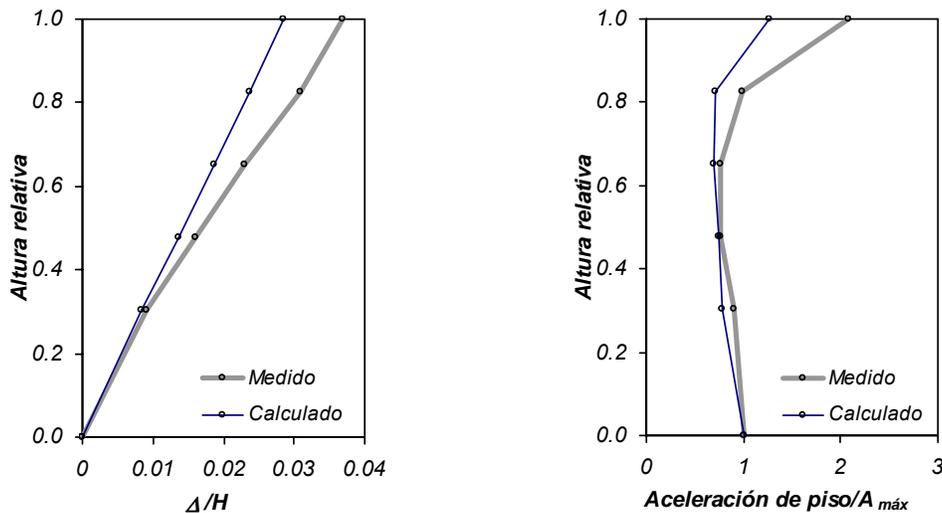


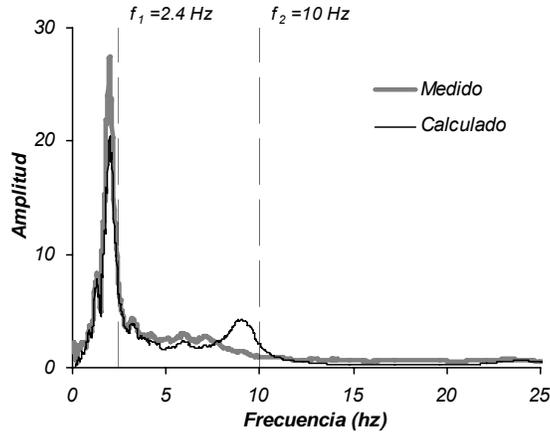
Figura 4.4. Especímen E1. Contribuciones modales experimentales y calculadas.



(a) Desplazamientos relativos.

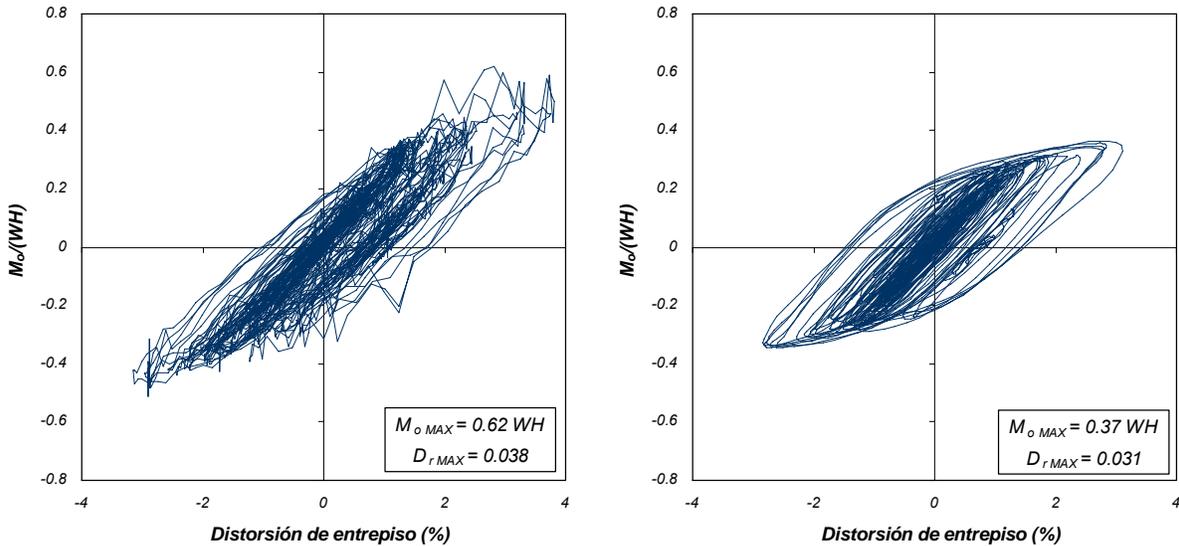
(b) Aceleraciones absolutas, $A_{\max} = 0.93$ g.

Figura 4.5. Especímen E1, sismo de alta intensidad. Valores medidos y calculados.



(c) Espectro de Fourier, aceleración del piso 5.

Figura 4.5. Especimen E1, sismo de alta intensidad. Valores medidos y calculados (continuación).



(a) Experimental.

(b) Calculado.

Figura 4.6. Especimen E1, sismo de alta intensidad. Momentos de volteo vs distorsión global.

4.3 INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS EN LA BASE EMPLEADOS.

Se ha mencionado que en los ensayos en mesa vibradora de los especímenes se empleó, como movimiento en la base, el acelerograma registrado en la estación Llolleo, componente EO, el 3 de marzo de 1985 en Chile, por ser un acelerograma de un sismo intenso, dominante en períodos cortos y que inducía un comportamiento inelástico importante en los especímenes. Además, el espectro elástico del registro sin escalar es comparable en algunas zonas del espectro con el espectro de diseño empleado, multiplicado por un factor de sobrerresistencia igual a 2, para considerar la sobrerresistencia implícita en una estructura diseñada de acuerdo con la normativa en México. Sin embargo, los movimientos medidos presentan algunas diferencias respecto al movimiento objetivo, debido a diversos factores, tales

como el filtrado de la señal objetivo, el ruido en la mesa vibradora y otros relacionados a la operación de la mesa vibradora.

Para comparar la intensidad sísmica de los registros medidos, se calculó la intensidad de Arias de cada registro, I_{ASM} , y se dividió entre la intensidad de Arias del registro objetivo original sin escalar, I_{ASO} , por lo que se obtuvieron intensidades sísmicas normalizadas para los sismos de alta intensidad (intensidad de diseño) y de muy alta intensidad (intensidad máxima aplicada), empleados en los especímenes, que se presentan en la Figura 4.7. De este modo, para los sismos de intensidad de diseño, los especímenes A1, A2 y E1 estuvieron sometidos a sismos con una intensidad sísmica de 0.79, 1.39 y 1.11 veces la intensidad del sismo objetivo, respectivamente. Para los sismos de intensidad máxima aplicada, los especímenes A1 y A2 estuvieron sometidos a sismos con una intensidad sísmica de 1.80 y 1.45 veces la intensidad del sismo objetivo, respectivamente.

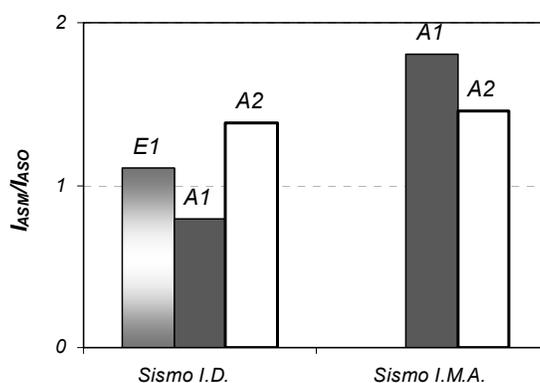


Figura 4.7. Intensidad sísmica normalizada de los registros medidos.

(I.D.= intensidad de diseño, I.M.A.= intensidad máxima aplicada)

4.4 ENVOLVENTES DE ACELERACIONES ABSOLUTAS Y DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MÁXIMOS.

4.4.1 Movimiento de baja intensidad.

En la Figura 4.8 se muestran las envolventes de aceleraciones de piso divididas entre la aceleración máxima de la base, con la altura relativa del edificio, para los sismos empleados. La forma de las envolventes sugiere un predominio mayor del modo fundamental de vibración en la respuesta sísmica en el intervalo de comportamiento elástico. Las diferencias entre las envolventes están asociadas a las diferencias en la demanda sísmica, la cual está en función de la intensidad del movimiento, el periodo y el amortiguamiento de la estructura. En este caso, se valoraron las aceleraciones espectrales para los especímenes, que fueron iguales a 0.21g, 0.20g y 0.16g para los especímenes E1, A1 y A2, respectivamente, considerando sus respectivos periodos fundamentales y fracciones de amortiguamiento crítico, en cada uno de sus movimientos de baja intensidad a que fueron sometidos. El factor de contribución modal, Γ_m , definido como el producto del factor de participación modal y la amplitud modal, fue evaluado para el primer modo de vibración al nivel de la altura total de los especímenes E1,

A1 y A2, y fueron iguales a 1.34, 1.35 y 1.36, respectivamente. La contribución del primer modo a la aceleración del nivel superior de los especímenes es el producto del factor de contribución modal y la aceleración espectral, por lo tanto dicha contribución en los especímenes E1, A1 y A2 es de 0.28g, 0.28g y 0.22g, respectivamente. Estos valores tienen concordancia con las aceleraciones medidas en el último piso de los especímenes para los movimientos de baja intensidad.

La Figura 4.9 muestra las envolventes de desplazamientos relativos de piso, Δ_i , divididas entre la altura total del edificio, H , en función de la altura relativa de piso. La forma aproximadamente lineal de las envolventes de desplazamientos de los especímenes A1 y A2 sugiere que, en el intervalo de comportamiento elástico, la distorsión de entrepiso máxima puede aproximarse a la distorsión global del edificio. Las diferencias en la magnitud de los desplazamientos de piso entre cada espécimen están relacionadas a la rigidez de las estructuras (el espécimen A2 presenta los menores desplazamientos por tener la mayor rigidez lateral) y a las diferencias en la demanda sísmica, las cuales son menores en el caso del espécimen A2.

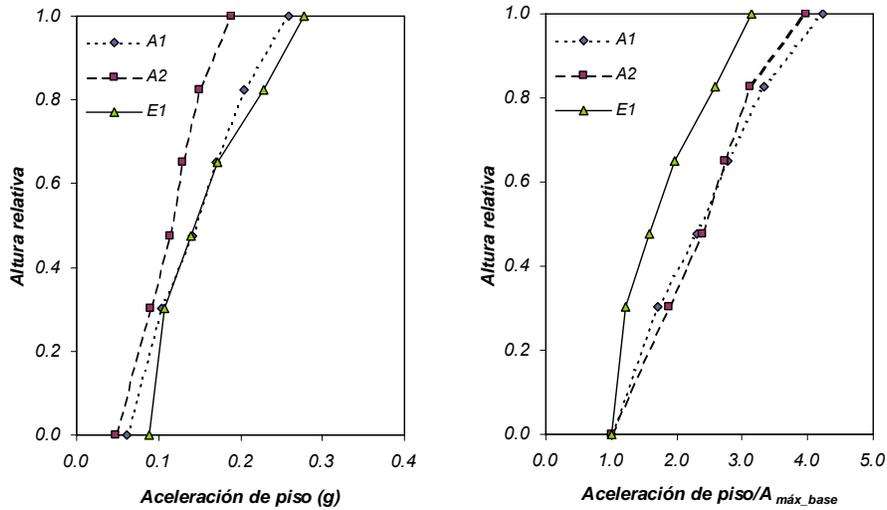


Figura 4.8. Envolventes de aceleraciones absolutas de piso. Movimiento de baja intensidad.

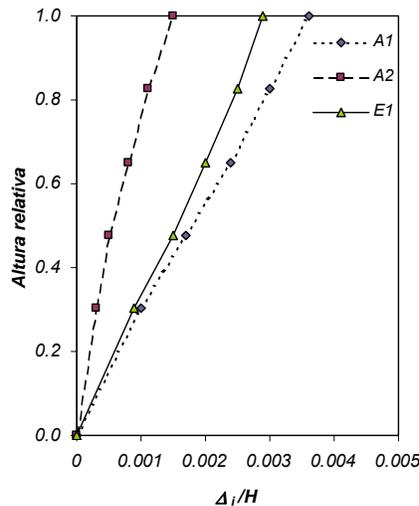


Figura 4.9. Envolventes de desplazamientos relativos de piso. Movimiento de baja intensidad.

4.4.2 Movimiento de alta intensidad (intensidad de diseño).

En la Figura 4.10 se muestran las envolventes de aceleraciones de piso divididas entre la aceleración máxima de la base, con la altura relativa del edificio, para los sismos empleados. Los especímenes A1 y E1 tienen un perfil de envolventes parecido, salvo por la amplificación en el último piso, mayor en el caso del espécimen E1 por las razones expuestas en la sección 4.1.2; esta situación está asociada a una reducción por ductilidad y una sobrerresistencia similares en ambos especímenes, pues el cociente R_M calculado fue de 3.2 y 3.1 para los especímenes E1 y A1, respectivamente. Como se desarrolla en la sección 4.7, la sobrerresistencia alcanzada en los especímenes E1 y A1 fue de 2.1 y 2.2, respectivamente. Esto sugiere la posibilidad de establecer, para los sistemas muro-marco con muros autocentrados, criterios de diseño sísmico similares a los empleados en los sistemas con muros convencionales, lo que es analizado en un capítulo posterior. En la sección 4.9 se desarrolla con detalle la distribución en altura de las aceleraciones absolutas máximas de piso.

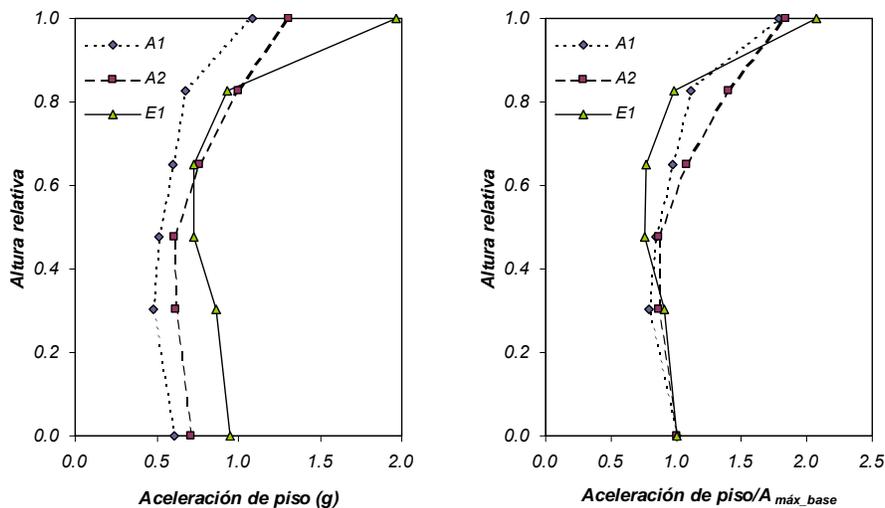


Figura 4.10. Envolventes de aceleraciones absolutas de piso. Movimiento de alta intensidad.

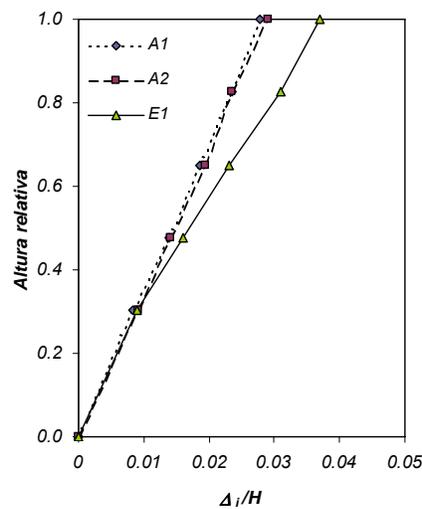


Figura 4.11. Envolventes de desplazamientos relativos de piso. Movimiento de alta intensidad.

La Figura 4.11 muestra las envolventes de desplazamientos relativos de piso, Δ_i , divididas entre la altura total del edificio, H , en función de la altura relativa de piso. En particular, la forma lineal de las envolventes de desplazamientos de los especímenes A1 y A2 sugiere que la distorsión de entrepiso máxima puede aproximarse a la distorsión global del edificio, suposición que fue confirmada en la evaluación de las distorsiones de entrepiso máximas y su comparación con la distorsión global.

4.4.3 Movimiento de muy alta intensidad (intensidad máxima aplicada).

En la Figura 4.12 se muestran las envolventes de aceleraciones de piso divididas entre la aceleración máxima de la base, con la altura relativa del edificio, para los sismos empleados. Los especímenes A1 y A2 tienen perfiles de envolventes relativamente diferentes. Esta situación está asociada a una reducción por ductilidad y una sobrerresistencia diferentes en ambos especímenes, pues el cociente R_M calculado fue de 4.4 y 3.0 para los especímenes A1 y A2, respectivamente. Como se desarrolla en la sección 4.7, la sobrerresistencia alcanzada en los especímenes A1 y A2 fue de 2.2 y 3.0, respectivamente.

La Figura 4.13 muestra las envolventes de desplazamientos relativos de piso, Δ_i , divididas entre la altura total del edificio, H , en función de la altura relativa de piso. La forma de la envolvente de desplazamientos en los especímenes A1 y A2 continuó presentando un perfil lineal marcado. En el espécimen A1, las distorsiones máximas de piso fueron de 4.1%. En el espécimen A2, las distorsiones máximas de piso también fueron de 4.1%. En esta etapa de comportamiento, también puede inferirse que la distorsión de entrepiso máxima se aproxima a la distorsión global del edificio, lo que fue confirmado en la evaluación de las distorsiones de entrepiso máximas y su comparación con la distorsión global.

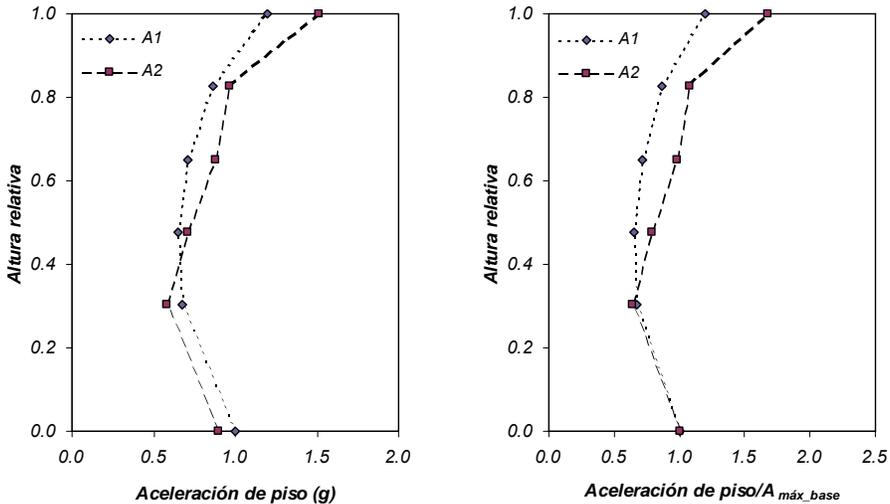


Figura 4.12. Envolventes de aceleraciones absolutas de piso. Movimiento de muy alta intensidad.

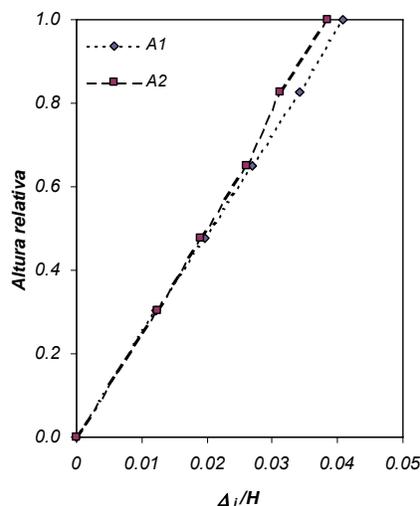


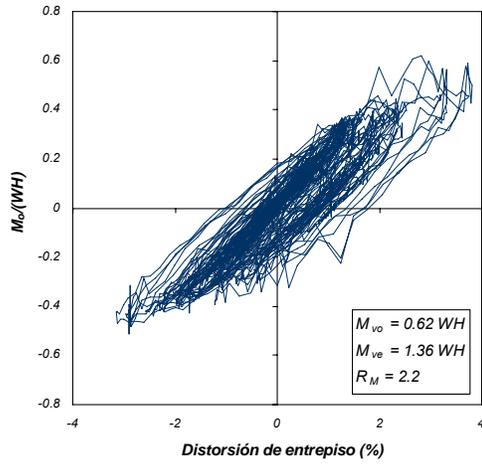
Figura 4.13. Envolventes de desplazamientos relativos de piso. Movimiento de muy alta intensidad.

4.5 HISTÉRESIS GLOBAL DE LAS ESTRUCTURAS.

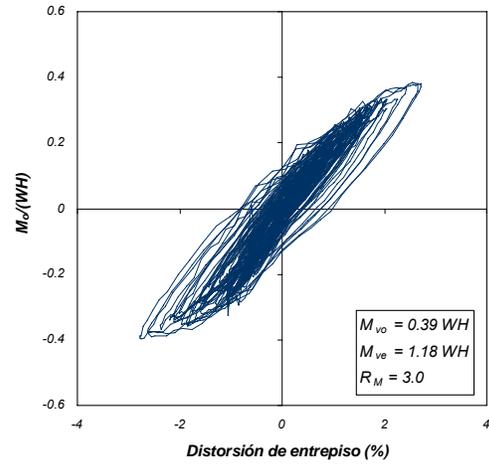
La Figura 4.14 muestra los ciclos de histéresis de momento de volteo versus la distorsión de entrepiso, evaluados con los valores medidos en los ensayos con los movimientos de alta intensidad en los tres especímenes. El espécimen E1, con muro convencional, presenta una mayor capacidad de absorción de energía inelástica, mientras que el espécimen A2, con mayor participación de muros autocentrados, presenta una menor capacidad de absorción de energía inelástica en los ciclos de histéresis.

Un parámetro que toma en cuenta la ductilidad global y el efecto de la sobrerresistencia de la estructura es el cociente R_M , definido en la sección 3.4.1.5. Este parámetro es equivalente al parámetro Q' del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo del DF (NTCS, 2004). Con las mediciones experimentales, para los especímenes E1, A1 y A2 se calcularon valores de R_M iguales a 2.2, 3.0 y 2.5, respectivamente. Con los modelos analíticos, para los especímenes E1, A1 y A2 se calcularon valores de R_M iguales a 3.2, 3.1 y 2.0, respectivamente.

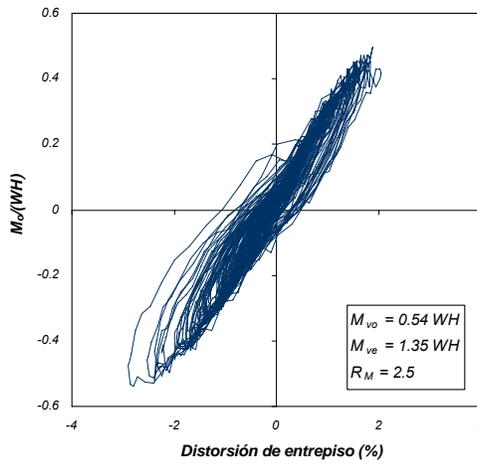
La Figura 4.15 muestra los ciclos de histéresis de momento de volteo versus la distorsión de entrepiso, evaluados con los valores medidos en los ensayos con los movimientos de muy alta intensidad en los especímenes A1 y A2. El espécimen A1, con menor participación de muros autocentrados, presenta una mayor capacidad de absorción de energía inelástica, mientras que el espécimen A2, con mayor participación de muros autocentrados, presenta una menor capacidad de absorción de energía inelástica en los ciclos de histéresis. En este caso, con las mediciones experimentales, para los especímenes A1 y A2 se calcularon valores de R_M iguales a 4.5 y 3.0, respectivamente. Con los modelos analíticos, para los especímenes A1 y A2 se calcularon valores de R_M iguales a 4.4 y 2.3, respectivamente.



(a) Espécimen E1.

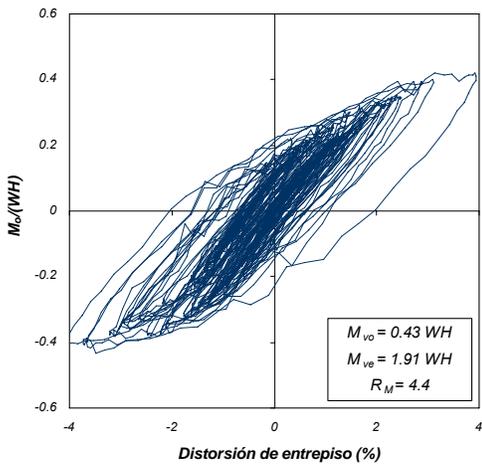


(b) Espécimen A1.

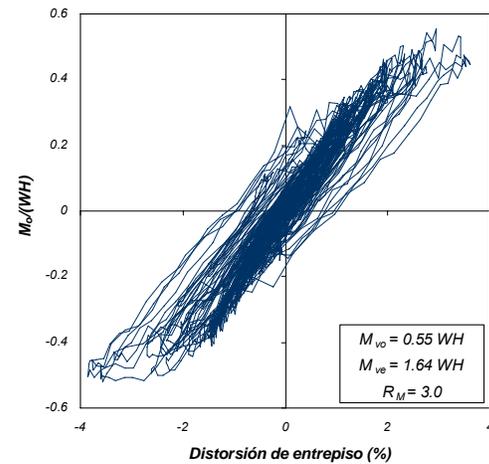


(c) Espécimen A2.

Figura 4.14. Momento de volteo en la base vs distorsión global. Sismos de alta intensidad.



(a) Espécimen A1.



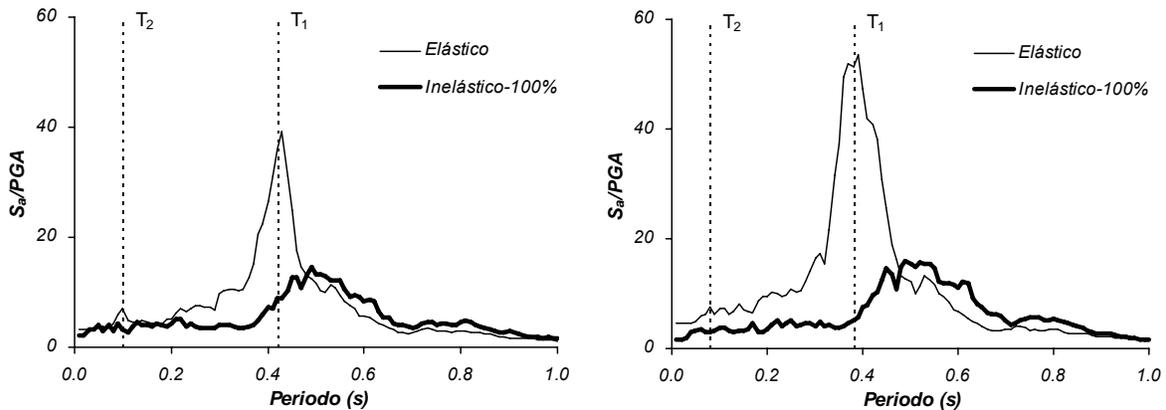
(b) Espécimen A2.

Figura 4.15. Momento de volteo en la base vs distorsión global. Sismos de muy alta intensidad.

4.6 REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA.

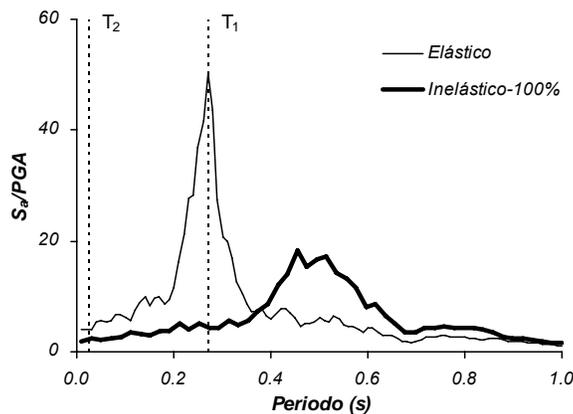
Una forma de evaluar la reducción de la respuesta sísmica, que se presenta como resultado del comportamiento inelástico de la estructura, es la de emplear espectros de respuesta de pseudoaceleración (S_a) divididos entre la aceleración máxima de la base (PGA). Los espectros fueron calculados a partir de la respuesta de osciladores dinámicos con un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2% sometidos a un movimiento de la base definido por la aceleración medida en el último piso de cada espécimen. En cada figura se muestran dos espectros; la línea delgada continua representa la respuesta elástica del espécimen y la línea gruesa es el espectro de respuesta correspondiente a la respuesta inelástica del espécimen; además se indican, en línea vertical discontinua, los periodos de los dos primeros modos de vibración de las estructuras.

La Figura 4.16 presenta los espectros de respuesta de pseudoaceleración (S_a) divididos entre la aceleración máxima de la base (PGA) para el último piso de los especímenes ensayados, para el caso de los movimientos de alta intensidad, correspondientes a los registros medidos de Llolleo al 100%.



(a) Espécimen E1 (convencional).

(b) Espécimen A1 (autocentrado)



(c) Espécimen A2 (autocentrado).

Figura 4.16. Espectros normalizados de aceleración del movimiento en el piso 5. Sismos de alta intensidad.

En los especímenes E1 y A1 se observa que el comportamiento inelástico implica una reducción de la aceleración espectral mayor en el primer modo de vibración que en el segundo, aunque la magnitud de la reducción en el segundo modo no fue posible de establecer con certeza debido a la dificultad de definir la contribución de este modo de vibración en los espectros de piso obtenidos con la respuesta inelástica. La frecuencia del segundo modo de vibración del espécimen A2 fue mayor que la frecuencia máxima del registro filtrado, igual a 30 hz, por lo que el comportamiento capturado en los ensayos de este espécimen correspondió al primer modo de vibración. La magnitud de la reducción de la respuesta se valuó con el cociente entre los valores espectrales de pseudoaceleración obtenidos para la respuesta elástica y aquellos obtenidos para la respuesta inelástica, en los periodos predominantes de la estructura considerando la elongación de los periodos que ocurre como consecuencia de la acción sísmica. Los periodos predominantes en el comportamiento inelásticos fueron iguales a 0.49s, 0.49s y 0.45s en los especímenes E1, A1 y A2, respectivamente. En la Figura 4.17 se observan los valores calculados del cociente entre los valores espectrales, que confirman las observaciones realizadas a partir de los espectros de respuesta. Los valores de este cociente, calculados para el primer modo, son iguales a 2.8, 3.2 y 3.0 para los especímenes E1, A1 y A2, respectivamente. Estos valores son concordantes con las magnitudes del factor de reducción R_M , que son 2.2, 3.0 y 2.5, respectivamente.

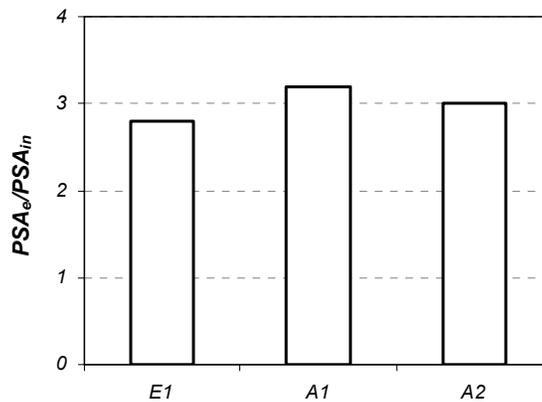


Figura 4.17. Cociente de valores espectrales de pseudoaceleración. Sismos de alta intensidad.

La Figura 4.18 presenta los espectros de respuesta de pseudoaceleración (S_d) divididos entre la aceleración máxima de la base (PGA) para el último piso de los especímenes ensayados, para el caso de los movimientos de muy alta intensidad, correspondientes a los registros medidos de Lollole al 150%, en el caso del espécimen A1, y de Lollole al 125%, en el caso del espécimen A2. En la Figura 4.19 se observan los valores calculados del cociente entre los valores espectrales de pseudoaceleración obtenidos para la respuesta elástica y aquellos obtenidos para la respuesta inelástica. Los valores de este cociente para el primer modo son iguales a 5.0 y 3.5 para los especímenes A1 y A2, respectivamente. Estos valores son concordantes con las magnitudes del factor de reducción R_M , que son 4.5 y 3.0, respectivamente.

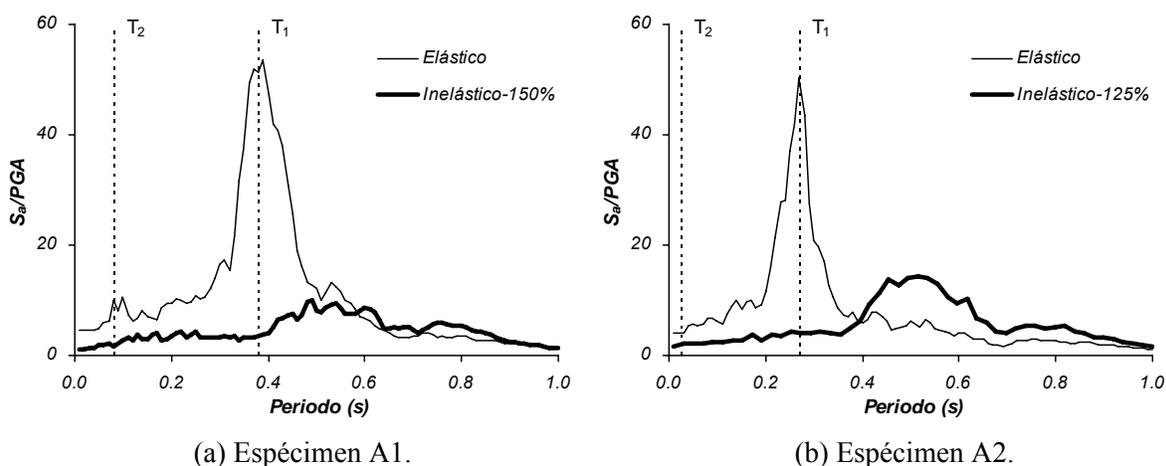


Figura 4.18. Espectros normalizados de aceleración del movimiento en el piso 5. Sismos de muy alta intensidad.

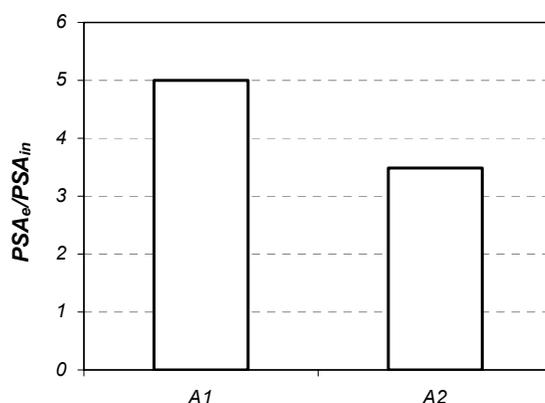


Figura 4.19. Cociente de valores espectrales de pseudoaceleración. Sismos de muy alta intensidad.

4.7 SOBRRRESISTENCIA ESTRUCTURAL.

Los valores de la sobrerresistencia, Ω_o , (ver Ecuación 3.19) fueron valuados para cada etapa de comportamiento inelástico, mediante el procedimiento indicado en la sección 3.4.1.5, empleando los resultados experimentales y los modelos analíticos. Un resumen de los resultados obtenidos para los tres especímenes se presenta en la Tabla 4.4.

Para los sismos de intensidad de diseño, la sobrerresistencia en los especímenes E1, A1 y A2 fue igual a 3.3, 2.1 y 2.9, respectivamente; el valor de la sobrerresistencia calculada con el modelo analítico del espécimen E1 fue igual a 2.0. La diferencia entre las estimaciones realizadas con los resultados experimentales y calculados en el espécimen E1 se explica por la magnitud de la aceleración medida en el piso 5. Para los sismos de intensidad máxima aplicada, la sobrerresistencia en los especímenes A1 y A2 fue igual a 2.3 y 3.0, respectivamente. Se aprecia que los especímenes A1 y E1 alcanzan

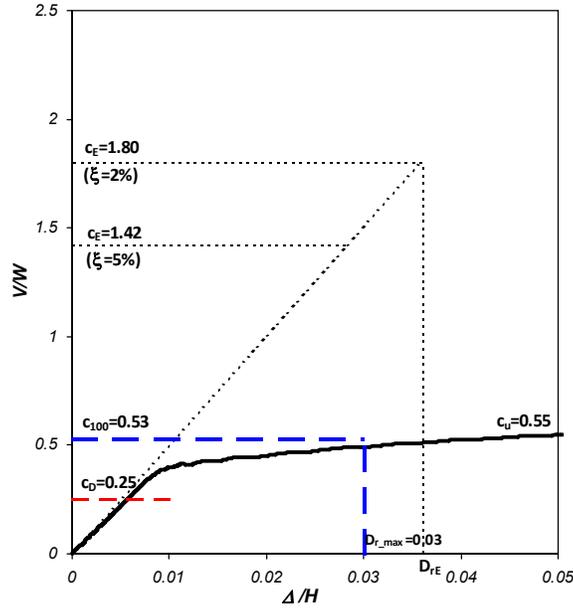
sobrerresistencias calculadas de similar magnitud, teniendo en ambos casos una participación similar de los muros en la respuesta estructural del sistema total. El espécimen A2 alcanza una sobrerresistencia mayor, asociada a una mayor participación de los muros en la respuesta estructural total.

Tabla 4.4. Valores de sobrerresistencia en diferentes etapas de comportamiento inelástico.

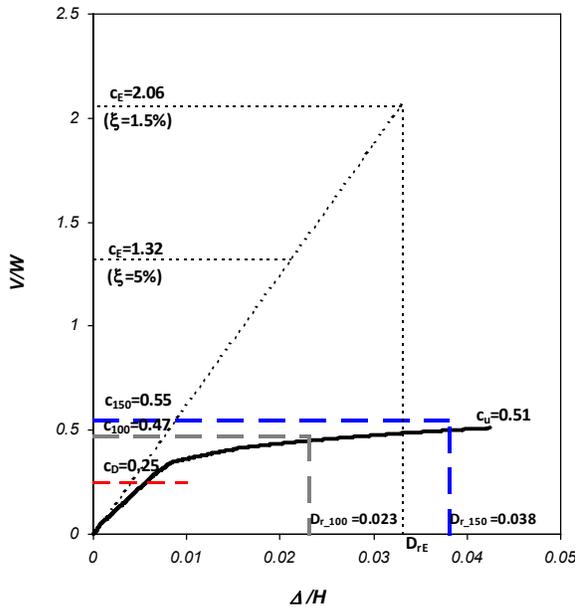
Espécimen	Intensidad de diseño		Intensidad máxima aplicada	
	Calculado	Experimental	Calculado	Experimental
E1	2.0	3.3	--	--
A1	1.8	2.1	2.1	2.3
A2	2.7	2.9	2.9	3.0

Los valores probables de la sobrerresistencia fueron evaluados mediante un análisis estático no lineal (pushover) con los modelos calibrados de los especímenes. Los resultados de estos análisis se muestran en la Figura 4.20, para los tres especímenes evaluados, expresando la resistencia en la forma del coeficiente sísmico para valores de la distorsión global Δ/H . En cada figura se muestran los valores máximos obtenidos de la respuesta espectral elástica para los sismos de intensidad de diseño, C_E , considerando porcentajes de amortiguamiento crítico de 5% y los empleados en los análisis dinámicos de cada espécimen. Asimismo, se muestran el nivel de resistencia, C_D , igual a 0.25, correspondiente al valor de diseño, los coeficientes sísmicos, C_{100} , C_{125} y C_{150} , correspondientes al valor máximo dado por los análisis dinámicos no lineales y el correspondiente valor máximo para Δ/H obtenido en estos análisis, para cada uno de los especímenes y sus respectivos movimientos en la base. Además se muestran los valores del coeficiente sísmico último, C_u , y su valor correspondiente para Δ/H ; la distorsión última fue definida arbitrariamente, en el caso del espécimen E1, como la correspondiente a una deformación máxima en la barra extrema en tensión del muro igual a 0.5 veces la deformación última del acero, y en el caso de los especímenes A1 y A2, como la correspondiente a una deformación de fluencia en el tendón de postensado, asociada a un esfuerzo de 0.80 veces el esfuerzo de rotura del acero de presfuerzo.

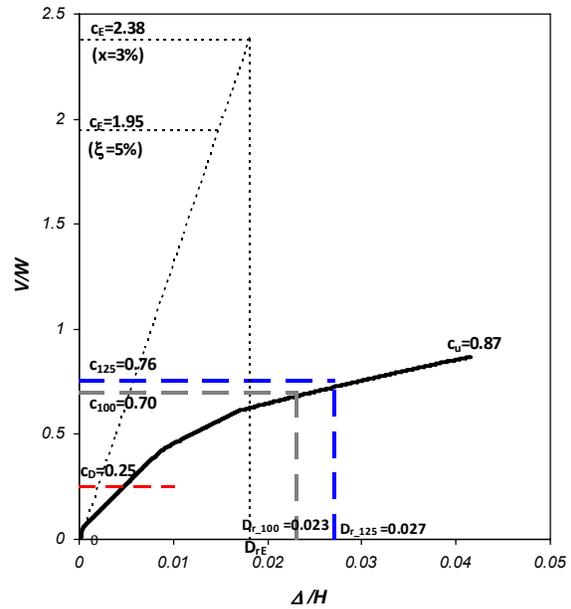
Con base en estos criterios, la sobrerresistencia máxima calculada en los ensayos para el espécimen A1 fue $\Omega_o = 0.55/0.25 = 2.2$, en el espécimen A2 fue $\Omega_o = 0.76/0.25 = 3.0$ y en el espécimen E1 fue $\Omega_o = 0.53/0.25 = 2.1$ (Figura 4.20). Se aprecia que los especímenes A1 y E1 presentan sobrerresistencias máximas de similar magnitud, teniendo en ambos casos una participación similar de los muros en la respuesta estructural del sistema total. Asimismo, el espécimen A2 presenta una sobrerresistencia máxima mayor que los otros especímenes debido a una mayor participación de los muros en la respuesta estructural total. Esto confirma las observaciones realizadas con las sobrerresistencias calculadas en los especímenes para cada etapa de comportamiento inelástico.



(a) Especímen E1.



(b) Especímen A1.



(c) Especímen A2.

Figura 4.20. Resultados del análisis pushover, valores para V/W de diseño y máximos del análisis dinámico no lineal.

4.8 DESPLAZAMIENTOS RESIDUALES.

Las distorsiones máximas de entrepiso contra la intensidad sísmica normalizada acumulada para cada especímen se muestran en la Figura 4.21. En este caso, la intensidad sísmica acumulada (es decir, la

suma de las intensidades de cada movimiento) se considera más representativa que la intensidad sísmica particular para cada evento aislado, debido a que las deformaciones máximas y residuales en una estructura serán un resultado de la acumulación de la energía de entrada que significó cada evento sísmico al que fue sometido. La intensidad acumulada normalizada se obtuvo dividiendo la intensidad de Arias acumulada, I_{AA} , entre la intensidad de Arias del sismo objetivo, I_{ASO} , como se indicó en una sección anterior. Se observa la menor deformabilidad del espécimen A2 en comparación a los especímenes A1 y E1, que tienen una menor participación de los muros. En la Figura 4.22 se muestra la relación entre la distorsión de entrepiso residual y la distorsión de entrepiso máxima para los especímenes, considerando todos los sismos a que fueron ensayados. Las distorsiones de entrepiso residuales medidas después del sismo de intensidad de diseño en los especímenes A1 y A2 fueron del orden de 0.19% y 0.17%, respectivamente, mientras que para el espécimen E1 fue de 0.88%. Como se espera, a mayor distorsión de entrepiso máxima, la distorsión residual aumenta; sin embargo, la distorsión residual en el espécimen con mayor participación de muros autocentrados es menor a medida que la intensidad sísmica aumenta. En las Figuras mostradas y en las siguientes de esta sección, los resultados correspondientes al espécimen convencional E1 se presentan como un punto triangular sin línea, debido a la información disponible sobre un solo evento sísmico de gran intensidad, que no permitió inferir una curva como la que se muestra para los especímenes A1 y A2.

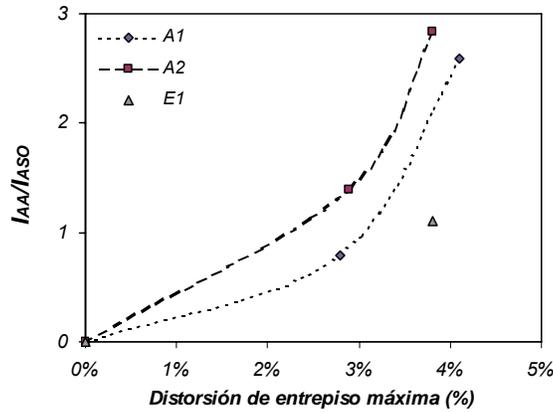


Figura 4.21. Intensidad sísmica vs distorsión de entrepiso máxima.

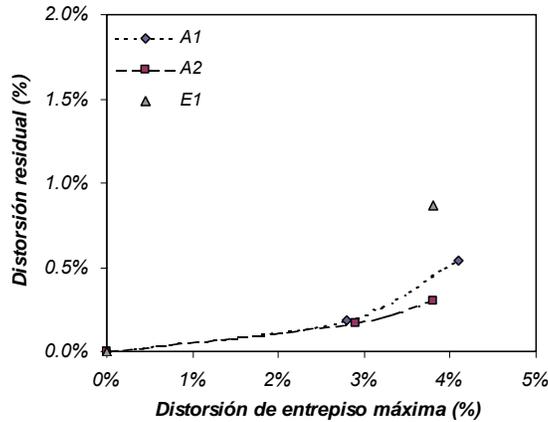


Figura 4.22. Distorsión residual vs distorsión de entrepiso máxima.

Después del sismo de intensidad máxima aplicada, la distorsión residual en el espécimen A2 fue 0.30%, mientras que en el espécimen A1 fue 0.54%. Esta cualidad observada a nivel del desempeño global de la estructura se refleja en las rotaciones permanentes de las secciones críticas de los marcos de los especímenes. Las rotaciones en los extremos de las vigas y en la base de las columnas se obtuvieron mediante las lecturas de potenciómetros adyacentes a estas secciones. En la Figura 4.23, las rotaciones residuales y las rotaciones máximas en la base de columna y en los extremos de las vigas de los marcos son mostradas, para todos los eventos a que fueron ensayados los especímenes. Estos diagramas muestran que a medida que aumenta la participación de los muros autocentrados en la estructura, aumenta su capacidad de reducción de las deformaciones residuales.

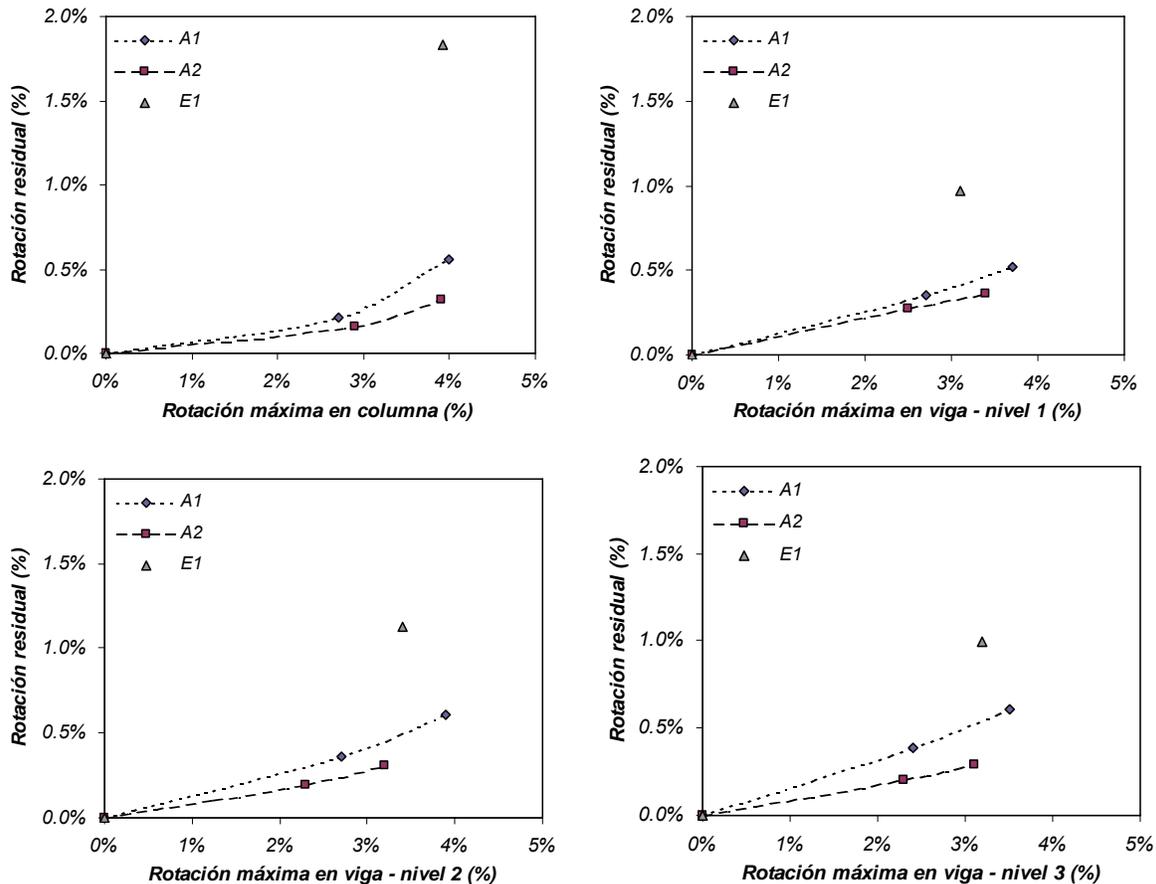


Figura 4.23. Distorsión residual vs rotación máxima en las secciones críticas de los marcos.

4.9 ACELERACIONES ABSOLUTAS MÁXIMAS.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales de diseño la sección 8.4 de las NTCS especifica un procedimiento determinado. Con base en estudios analíticos (Rodríguez *et al*, 2002), validados con estudios experimentales, Rodríguez *et al* (2007), han propuesto un procedimiento simplificado para

valuar las fuerzas sísmicas horizontales máximas en diafragmas de edificios. El procedimiento se basa en calcular la fuerza de piso máxima en el último nivel del edificio, F_n , la cual se estima con:

$$\frac{F_n}{m_n g} = \sqrt{\left[\frac{\eta_1 S_a(T_1, \xi)}{R_M g} \right]^2 + \eta_2 \ln(n) a_o^2} \quad (4.1)$$

En esta ecuación, $S_a(T_i, \xi)$ es la aceleración espectral para la respuesta elástica y el parámetro m_n representa la masa del piso del nivel n . El cociente S_a/R_M en la ecuación está asociado a la resistencia máxima de la estructura en el intervalo de comportamiento inelástico. El parámetro η_1 toma en cuenta la contribución del primer modo y η_2 toma en cuenta la contribución de los modos superiores (Rodríguez *et al*, 2007). El factor de amplificación de aceleraciones en el nivel i de un edificio se define como el cociente entre la aceleración absoluta máxima en el nivel i , a_{i_max} , y la aceleración máxima en la base a_o , es decir:

$$\frac{a_{i_max}}{a_o} = \frac{F_i}{m_i g a_o} \quad (4.2)$$

Para una evaluación aproximada del perfil de la amplificación de aceleraciones absolutas a lo largo de la altura total de una estructura, Rodríguez y Restrepo (2012) han propuesto para este parámetro una variación lineal. Este procedimiento es el denominado Método Simplificado del Primer Modo Reducido.

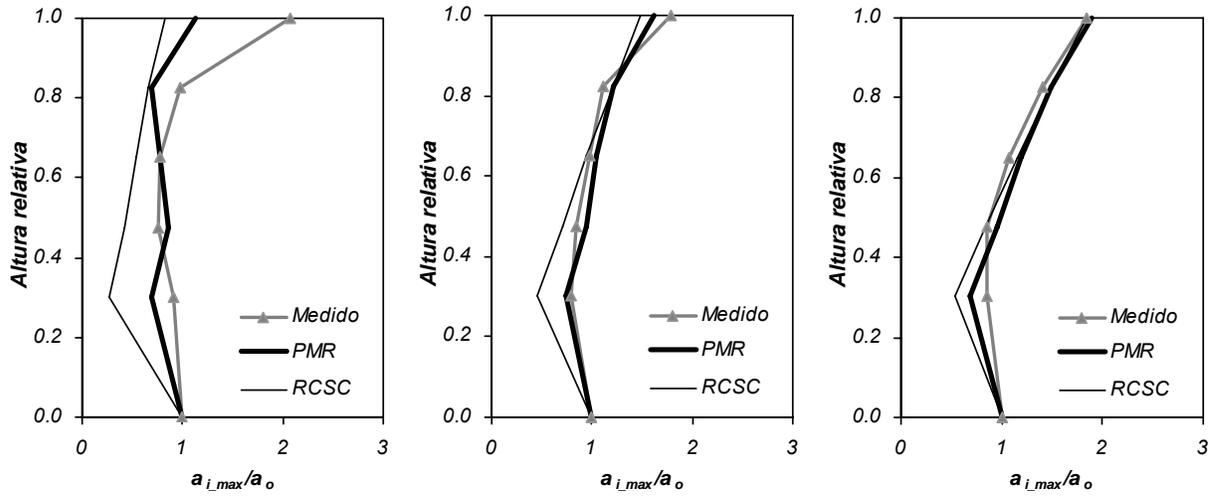
Si es que se tienen los resultados de un análisis modal de la estructura, es posible desarrollar el procedimiento del Primer Modo Reducido (PMR) en forma completa, reduciendo por el factor R_M solamente los valores máximos modales asociados al primer modo. La fuerza de piso máxima en el i -ésimo nivel del edificio, F_i , se calcula con la expresión:

$$\frac{F_i}{m_i g} = \sqrt{\left[\frac{\Gamma_1 \phi_i^1 S_a(T_1, \xi)}{R_M g} \right]^2 + \sum_{q=2}^r \left[\frac{\Gamma_q \phi_i^q S_a(T_q, \xi)}{g} \right]^2} \quad (4.3)$$

El factor de amplificación de aceleraciones en el nivel i de un edificio es obtenido a partir del cálculo de cada una de las fuerzas de piso máximas. En este caso, fue valuado como el cociente de la aceleración absoluta máxima de piso y la aceleración máxima en la base.

Las Figuras 4.24 y 4.25 muestran las envolventes de las aceleraciones de piso divididas entre la aceleración máxima de la base, para los especímenes en los movimientos de intensidad de diseño y de intensidad máxima aplicada, respectivamente. Las aceleraciones máximas de piso empleadas en las envolventes fueron las aceleraciones medidas en los ensayos y aquellas calculadas por dos procedimientos, el análisis modal espectral empleado en la práctica, con la técnica de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y la reducción de todas las contribuciones modales por el factor R_M (RCSC), y el análisis modal espectral con el procedimiento del Primer Modo Reducido (PMR; Rodríguez *et al*, 2002). En general, se observa una mejor correlación entre los valores medidos y los calculados reduciendo solamente la contribución del primer modo. Un caso particular es el del espécimen A2, que presenta una correlación notoria entre los valores medidos y los calculados por los dos procedimientos analíticos, debido a que en este espécimen la respuesta capturada correspondió al modo fundamental de

vibración. En consecuencia, es posible aplicar procedimientos como el del PMR para el cálculo de las aceleraciones máximas de piso de las estructuras muro-marco con muros autocentrados, de manera similar a su aplicación en estructuras convencionales.

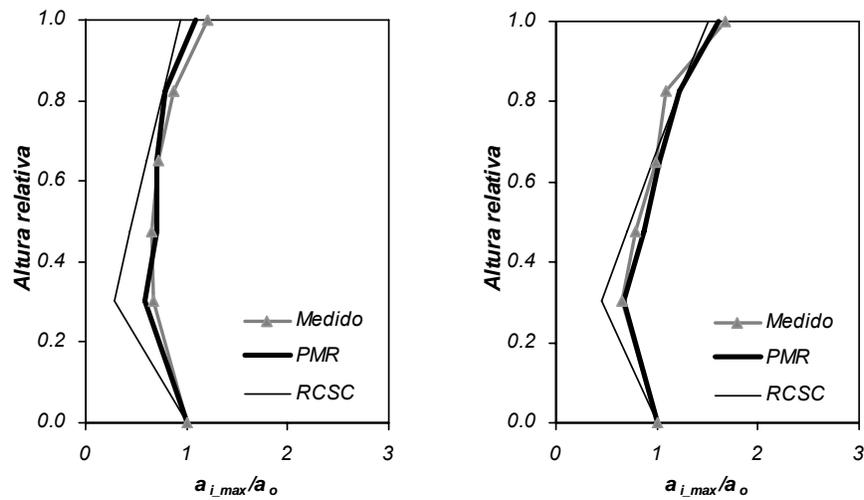


(a) Especímen E1.

(b) Especímen A1.

(c) Especímen A2.

Figura 4.24. Perfil de amplificación de aceleraciones de piso. Sismo de intensidad de diseño.



(a) Especímen A1.

(b) Especímen A2.

Figura 4.25. Perfil de amplificación de aceleraciones de piso. Sismo de intensidad máxima aplicada.

CAPÍTULO 5

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS DUALES MARCO-MURO AUTOCENTRADO

5.1 DIMENSIONADO Y CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE MOMENTO EN LA BASE DE MUROS AUTOCENTRADOS.

5.1.1 Dimensionado del muro a partir de la resistencia de diseño del muro.

El documento ACI-ITG-5.2-09 (ACI, 2009) establece los requerimientos principales para el diseño de muros prefabricados con postensado sin adherencia. Si se considera que el momento de diseño de la base del muro autocentrado, M_{wd} , es el momento cuando ocurre la fluencia en los disipadores, M_{y1} , con el concreto no confinado en rotura, con las variables mostradas en la Figura 5.1, la resistencia de diseño del muro, en términos del momento en la base, es la suma de las contribuciones de las fuerzas en las barras disipadoras en fluencia, F_{dy1} y F_{dy2} , la fuerza total de postensado – considerada igual a la fuerza inicial en servicio en los tendones – F_{po} , y la carga axial por las fuerzas de gravedad en el muro, N (ACI, 2009):

$$M_{wd} = M_{y1} = (F_{po} + N + F_{dy1} + F_{dy2}) \left(\frac{L_w - a}{2} \right) \quad a = 0.85 c \quad (5.1)$$

Del equilibrio en la sección, se tiene:

$$F_{po} + N + F_{dy1} + F_{dy2} = 0.85 f'_c b_w a \quad (5.2)$$

Donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, b_w y L_w son el espesor y la longitud del muro, respectivamente, a es la altura del bloque rectangular equivalente del concreto a compresión, c es la profundidad del eje neutro.

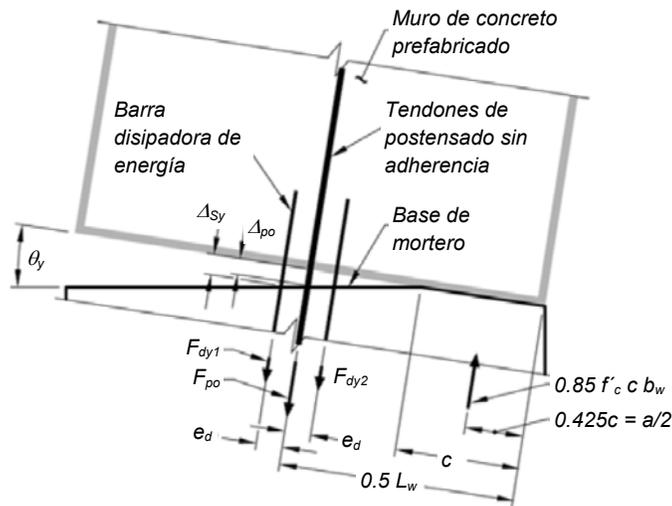


Figura 5.1. Variables para el cálculo de la resistencia de fluencia del muro (adaptado del ACI, 2009).

Si se considera la recomendación de Restrepo y Rahman (2007), de que la profundidad del eje neutro sea menor que $0.15 L_w$, para procurar una respuesta histerética estable y la estabilidad geométrica de la porción del muro en compresión, con este límite se puede definir un criterio importante para el cálculo de la capacidad de momento de la base del muro. Suponiendo $c_{MAX} = 0.15 L_w$, dado que la profundidad del eje neutro no varía apreciablemente entre este estado y el estado de resistencia probable, entonces:

$$a_{MAX} = 0.85 c_{MAX} = 0.85 (0.15 L_w)$$

$$a_{MAX} = 0.1275 L_w \approx \frac{L_w}{8} \quad (5.3)$$

Luego:

$$L_w - a_{MAX} \approx \frac{7}{8} L_w \quad (5.4)$$

De (5.4) en (5.1):

$$M_{wd} = (F_{po} + N + F_{dy1} + F_{dy2}) \left(\frac{\frac{7}{8} L_w}{2} \right) = (F_{po} + N + F_{dy1} + F_{dy2}) \left(\frac{7L_w}{16} \right)$$

$$(F_{po} + N + F_{dy1} + F_{dy2}) = \frac{16}{7} \frac{M_{wd}}{L_w} \quad (5.5)$$

Reemplazando (5.5) en (5.2):

$$\frac{16}{7} \frac{M_{wd}}{L_w} = 0.85 f'_c b_w \frac{L_w}{8}$$

Entonces:

$$M_{wd} = 0.0465 f'_c b_w L_w^2 \approx \frac{2}{43} f'_c b_w L_w^2 \quad (5.6)$$

La ecuación anterior permite calcular las dimensiones del muro, si se conoce el momento de diseño en la base del muro y la calidad del concreto a usar en el muro. Si en el proceso de diseño se valúa previamente el momento de diseño en el muro como una proporción del momento de volteo total en la estructura, dado un espesor predeterminado del muro, b_w , la longitud mínima del muro, L_{w_D} , se puede determinar con la expresión:

$$L_{w_D} = \sqrt{\frac{43}{2} \frac{M_{wd}}{f'_c b_w}} \quad (5.7)$$

5.1.2 Capacidad máxima probable del muro.

Considerando los requerimientos sobre restricciones en la posición de los disipadores y los tendones de postensado estipuladas en el ACI-ITG-5.2-09, y las variables mostradas en la Figura 5.2, la capacidad probable del muro, en términos del momento en la base, puede ser estimada como la suma de las contribuciones de las barras disipadoras, los tendones de postensado y la carga axial en el muro, con el concreto confinado en rotura (ACI, 2009):

$$M_{wu} = M_u = (F_p + N + F_{dt1} + F_{dt2}) \left(\frac{L_w - a}{2} \right) \quad a = 0.96 c \quad (5.8)$$

Donde F_p es la fuerza total de postensado para el estado de capacidad probable ($F_p > F_{po}$), F_{dt1} y F_{dt2} son las fuerzas de rotura en las barras disipadoras, N es la carga axial que se supone sin variación apreciable en comparación con la magnitud de la fuerza de postensado.

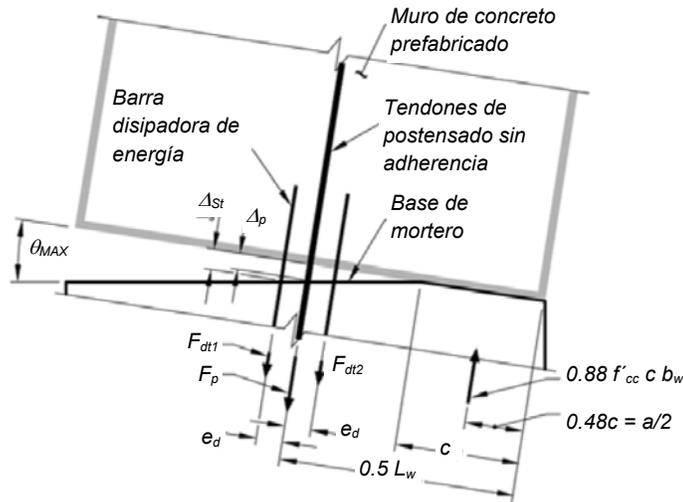


Figura 5.2. Variables para el cálculo de la resistencia probable del muro (adaptado del ACI, 2009).

Del equilibrio en la sección, se tiene:

$$F_p + N + F_{dt1} + F_{dt2} = 0.88 f'_{cc} b_w c \quad (5.9)$$

Donde f'_{cc} es la resistencia a la compresión del concreto confinado. Si $c_{MAX} = 0.15 L_w$, entonces:

$$a_{MAX} = 0.96 c_{MAX} = 0.96 (0.15 L_w)$$

$$a_{MAX} = 0.144 L_w \approx \frac{L_w}{7} \quad (5.10)$$

Luego:

$$L_w - a_{MAX} \approx \frac{6}{7} L_w \quad (5.11)$$

De (5.11) en (5.8):

$$M_{wu} = (F_p + N + F_{dt1} + F_{dt2}) \left(\frac{6/7 L_w}{2} \right) = (F_p + N + F_{dt1} + F_{dt2}) \left(\frac{3L_w}{7} \right)$$

$$(F_p + N + F_{dt1} + F_{dt2}) = \frac{7}{3} \frac{M_{wu}}{L_w} \quad (5.13)$$

Reemplazando (5.13) en (5.9):

$$\frac{7}{3} \frac{M_{wu}}{L_w} = 0.88 f'_{cc} b_w c_{MAX}$$

$$\frac{7}{3} \frac{M_{wu}}{L_w} = 0.88 f'_{cc} b_w (0.15 L_w) \quad (5.14)$$

Si se considera con propósitos de diseño $f'_{cc} = 1.4 f'_c$ (Restrepo y Rahman, 2007), para tomar en cuenta el confinamiento en las esquinas de la base del muro, luego se tiene:

$$M_u = \frac{3}{7} (0.88)(1.4)(0.15) f'_c b_w L_w^2$$

$$M_u = 0.0792 f'_c b_w L_w^2 \approx \frac{2}{25} f'_c b_w L_w^2 \quad (5.15)$$

La expresión anterior permite calcular la capacidad máxima de la base del muro, en términos de las dimensiones de la sección transversal y la calidad del concreto a usar en el muro.

5.1.3 Longitud máxima del disipador.

Se puede establecer una longitud máxima posible de la barra disipadora con la condición que la rotura de la barra disipadora ocurra antes que los tendones de postensado alcancen el límite de proporcionalidad. Con la notación indicada en la Figura 5.3, la fuerza total de postensado, F_p , es:

$$F_p = F_{po} + E_p A_{pt} \frac{\Delta_S}{L_{up}} \left(\frac{0.5 L_w - c}{0.5 L_w + e_d - c} \right) \quad (5.16)$$

En esta ecuación, F_{po} es la fuerza de postensado inicial, E_p es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, A_{pt} es el área total del acero de presfuerzo, e_d es la distancia de la barra disipadora al eje del muro, L_{up} es la longitud libre del tendón de postensado y Δ_S es la elongación en el disipador más tensionado, igual a:

$$\Delta_S = \varepsilon_{su} L_s \quad (5.17)$$

Donde ε_{su} es la deformación de rotura del acero de la barra disipadora y L_s es la longitud libre del disipador.

Se conoce que la fuerza de postensado no debe exceder la fuerza en el límite de proporcionalidad. La expresión (5.16) se puede aproximar a:

$$F_p = F_{po} + E_p A_{pt} \frac{\varepsilon_{su} L_s}{L_{up}} \left(\frac{0.5 L_w}{0.5 L_w + e_d} \right) \leq \gamma_{Lp} F_{pu} \quad (5.18)$$

Donde γ_{Lp} es la proporción del esfuerzo último del acero de presfuerzo f_{pu} , correspondiente al límite de proporcionalidad en el tendón de postensado y F_{pu} es la fuerza total última de postensado. Considerando que γ_o es la proporción del esfuerzo último del acero de presfuerzo correspondiente al esfuerzo de postensado inicial f_{po} , se tienen las expresiones siguientes:

$$F_{po} = \gamma_o F_{pu} = \gamma_o A_{pt} f_{pu} \quad \gamma_{Lp} F_{pu} = \gamma_{Lp} A_{pt} f_{pu} \quad (5.19)$$

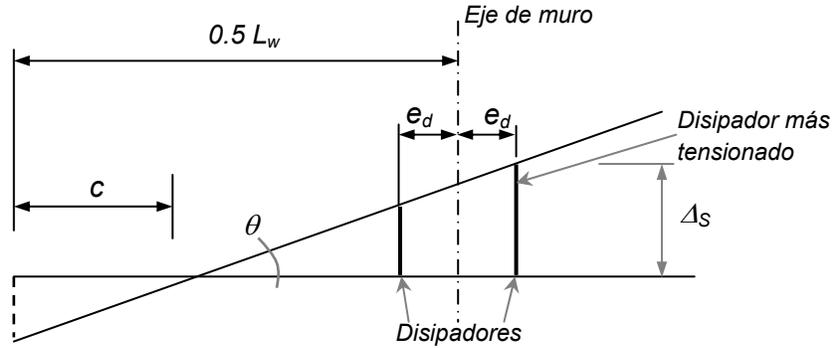


Figura 5.3. Diagrama de elongaciones en los disipadores en la base del muro.

Entonces, reemplazando (5.19) en (5.18):

$$F_p - F_{po} = E_p A_{pt} \frac{\varepsilon_{su} L_s}{L_{up}} \left(\frac{0.5 L_w}{0.5 L_w + e_d} \right) \leq (\gamma_{Lp} - \gamma_o) A_{pt} f_{pu}$$

$$\varepsilon_{su} L_s \left(\frac{1}{1 + \frac{2 e_d}{L_w}} \right) \leq (\gamma_{Lp} - \gamma_o) \frac{f_{pu}}{E_p} L_{up}$$

$$L_s \leq (\gamma_{Lp} - \gamma_o) \frac{f_{pu} L_{up}}{E_p \varepsilon_{su}} \left(1 + \frac{2 e_d}{L_w} \right) \quad (5.20)$$

La longitud máxima de la barra disipadora, L_{s_MAX} , se calcula con el límite de la expresión (5.20):

$$L_{s_MAX} = (\gamma_{Lp} - \gamma_o) \frac{f_{pu} L_{up}}{E_p \varepsilon_{su}} \left(1 + \frac{2 e_d}{L_w} \right) \quad (5.21)$$

5.1.4 Fuerza de postensado máxima.

Se puede establecer una fuerza inicial máxima posible para los tendones de postensado, con la condición que la fuerza en el tendón más tensionado sea de tal magnitud que no exceda el esfuerzo límite de proporcionalidad, f_{Lp} , cuando la base alcance una rotación máxima. Con la notación indicada en la Figura 5.4, la fuerza en el tendón más tensionado, F_{pl} , para una rotación θ , es:

$$F_{pl} = F_{po1} + E_p A_{pl} \left(0.5 L_w + e_p - c \right) \frac{\theta}{L_{up}} \quad (5.22)$$

En esta ecuación, F_{po1} es la fuerza de postensado inicial en el tendón, E_p es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, A_{pl} es el área del acero de presfuerzo (igual a la mitad del área total, A_{pt}), e_p es la distancia del tendón al eje del muro y L_{up} es la longitud libre del tendón de postensado. Si se divide la ecuación entre el área de postensado, queda en términos de esfuerzos:

$$f_p = f_{po} + E_p \left(0.5 L_w + e_p - c \right) \frac{\theta}{L_{up}} \quad (5.23)$$

Donde f_p es el esfuerzo en el tendón más tensionado y f_{po} es el esfuerzo inicial de servicio en el tendón.

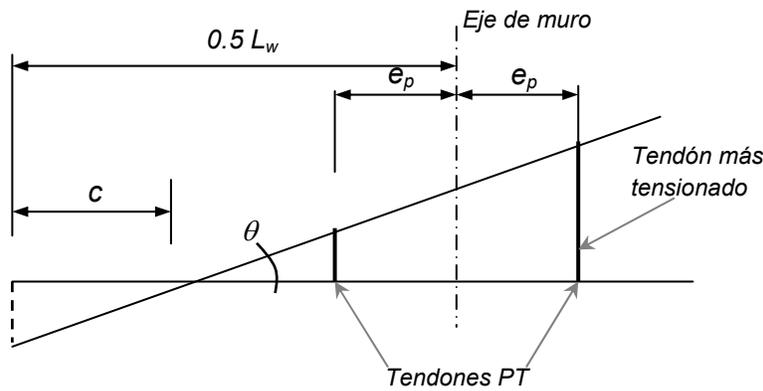


Figura 5.4. Tendón de presfuerzo más tensionado y rotación en la base.

Para el estado límite en el cual, $\theta = \theta_{MAX}$, considerando $c = 0.15 L_w$, y que los valores de e_p se encuentran entre 0, cuando hay un solo tendón en el eje del muro, y $0.15 L_w$, con el criterio que los

tendones se encuentran dentro del tercio central de la sección del muro, se supone como caso crítico $e_p = 0.15 L_w$, se tiene:

$$f_{p\ MAX} = f_{po} + E_p (0.5 L_w) \frac{\theta_{MAX}}{L_{up}} \leq f_{Lp}$$

$$\gamma_o f_{pu} + E_p (0.5 L_w) \frac{\theta_{MAX}}{L_{up}} \leq \gamma_{Lp} f_{pu}$$

$$\gamma_o \leq \gamma_{Lp} - \frac{E_p L_w}{2 f_{pu} L_{up}} \theta_{MAX} \quad (5.24)$$

Los aceros empleados en los tendones de postensado presentan generalmente un valor especificado de E_p igual a 19,620 MPa (2×10^6 kg/cm²) y los valores de f_{pu} oscilan entre 1,570 MPa (16,000 kg/cm²) y 1,864 MPa (19,000 kg/cm²), de acuerdo a información consignada por ANIPPAC. Estos valores son comunes a los aceros de este tipo empleados en otros países. Con esta información, el cociente E_p/f_{pu} se encuentra entre 105 y 120, por lo que se puede adoptar un valor promedio de 110, luego:

$$\gamma_o \leq \gamma_{Lp} - \frac{55 L_w}{L_{up}} \theta_{MAX} \quad (5.25)$$

Esta expresión permite definir un límite para la fuerza inicial en el tendón postensado, o bien, dado un nivel de esfuerzo inicial γ_o , es posible definir una relación L_w/L_{up} adecuada para evitar la fluencia de los tendones dado una rotación máxima en la base. Es decir:

$$\frac{L_w}{L_{up}} \leq \frac{(\gamma_{Lp} - \gamma_o)}{55 \theta_{MAX}} \quad (5.26)$$

La longitud libre del tendón, L_{up} , es igual a la longitud del muro más una longitud adicional debida a los anclajes en los extremos de los tendones. Sin embargo, se puede aproximar a la longitud del muro sin mucha variabilidad en el resultado final.

Las expresiones (5.25) y (5.26) se dedujeron para el caso de tendones con $e_p = 0.15 L_w$. Si los tendones estuvieran en el eje del muro, $e_p = 0$, las expresiones serían:

$$\gamma_o \leq \gamma_{Lp} - \frac{40 L_w}{L_{up}} \theta_{MAX} \quad (5.27)$$

$$\frac{L_w}{L_{up}} \leq \frac{(\gamma_{Lp} - \gamma_o)}{40 \theta_{MAX}} \quad (5.28)$$

Estas expresiones indican que la fuerza inicial aplicada a los tendones de postensado puede ser mayor cuando los tendones se encuentran en el eje del muro.

Las expresiones desarrolladas en la sección 5.1 fueron empleadas en el diseño de los edificios analizados en el capítulo 6 de este trabajo.

5.2 INFLUENCIA DE LA FUERZA DE POSTENSADO Y LOS DISIPADORES EN EL DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN DE LA BASE DEL MURO AUTOCENTRADO.

Se llevaron a cabo diversos análisis paramétricos para evaluar el efecto de la forma de la curva histerética tipo bandera en la respuesta dinámica no lineal de sistemas de un grado de libertad. La forma de la curva estará claramente influida por el nivel de fuerzas que se apliquen en los tendones de postensado y la proporción de barras disipadoras que se disponga en la base del muro, así como la longitud libre de las barras disipadoras. Para estudiar la influencia de estas características, se realizó un estudio paramétrico en cuatro secciones de muro, dos de ellos correspondientes a los muros de los especímenes de ensaye A1 y A2, que forman parte del estudio experimental de este trabajo, diseñados para tomar el 30% (con un solo muro) y 60% (con dos muros) del momento de volteo de la estructura, respectivamente. Las otras secciones corresponden a los muros típicos de edificios de 6 y 15 pisos, denominados AC6-1 y AC15-1, respectivamente, cuyos criterios de diseño y características están detallados en el capítulo 6 de este trabajo.

Los diagramas mostrados en las Figuras 5.5 a 5.8 presentan los momentos y las rotaciones en la base del muro. Los momentos están adimensionados por el factor $f'_c b_w L_w^2$, con una indicación referencial de la capacidad máxima aproximada para un valor de 0.08 (2/25). Se indican también en líneas discontinuas las pendientes secantes a un 75% del momento máximo calculado, así como las rotaciones para ese nivel de momento con una línea discontinua vertical. En estos diagramas, las líneas oscuras gruesas representan los valores de diseño original.

La Figura 5.5 muestra la influencia del cociente $\varepsilon_{su} L_s/L_w$ en el diagrama momento-rotación de la base. En términos de momentos de volteo, no existe una influencia significativa, sobre todo en las secciones de los muros A1 y A2, caracterizados por tener una relación c/L_w relativamente baja, la cual indica que la sección no está trabajando a toda su capacidad. Para las secciones de los muros de los edificios, que tienen una relación c/L_w cercana al límite recomendado de 0.15, tampoco se observa un incremento relevante en el momento máximo. En términos de rotaciones en la base, la influencia sí es significativa en todos los casos analizados, por lo que el cociente $\varepsilon_{su} L_s/L_w$ podría tomarse como un indicador de la capacidad de rotación de la sección, como se desarrolla en la sección 5.3.

La Figura 5.6 muestra la influencia de la proporción de las barras disipadoras en la capacidad total del muro, en términos del cociente $F_{dy}/(F_{po}+N)$, donde F_{dy} es la fuerza total de fluencia en las barras disipadoras, F_{po} es la fuerza de postensado total inicial y N es la carga axial debida a cargas de gravedad. En todos los casos analizados, existe una influencia notoria a nivel de momentos, tanto en el momento de la fluencia del disipador más tensionado como en el momento último de rotura del disipador, sin embargo no existe influencia significativa a nivel de rotaciones, porque las variaciones respecto del valor de diseño original son poco apreciables, principalmente en el caso del muro del edificio de 6 niveles (relación c/L_w elevada). Observaciones similares se pueden hacer en el caso de la Figura 5.7, que muestra la influencia del nivel de postensado en el diagrama momento-rotación, en términos del

cociente adimensional σ_o/f'_c , donde σ_o representa el esfuerzo normal inicial en la sección de muro, que se valúa como:

$$\sigma_o = \frac{F_{po} + N}{A_g} \quad (5.29)$$

Donde A_g es el área total de la sección del muro.

La Figura 5.8 muestra la influencia de la longitud efectiva de los disipadores, L_d , en el diagrama momento-rotación en la base de los muros autocentrados analizados, para observar la importancia que puede tener una longitud efectiva calculada con diferentes criterios. Se han considerado tres expresiones posibles para el cálculo de la longitud efectiva. La primera es una expresión propuesta en este estudio y desarrollada en el Apéndice A, que incluye el cociente entre los diámetros en la zona maquinada del disipador, d_d , y de la barra, d_b . La segunda expresión es una variante de una propuesta de Pennucci *et al* (2009), sobre la base de considerar que un extremo de la barra disipadora presenta el efecto de penetración de la deformación; en el cálculo de la longitud adicional propone el empleo de la expresión sugerida por Paulay y Prestley (1992). La tercera expresión es la propuesta por el ACI-ITG (2009) para el diseño de los muros autocentrados no acoplados. En estas expresiones f_y y f'_c están en MPa.

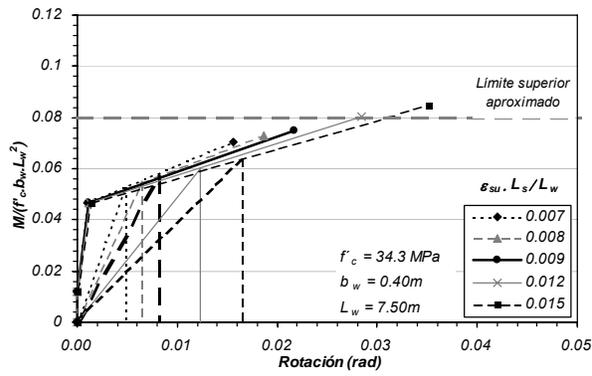
ACI-ITG (2009):
$$L_d = L_s + 5.5 d_b$$

Pennucci *et al*, variante (2009):
$$L_d = L_s + 0.022 d_b f_y$$

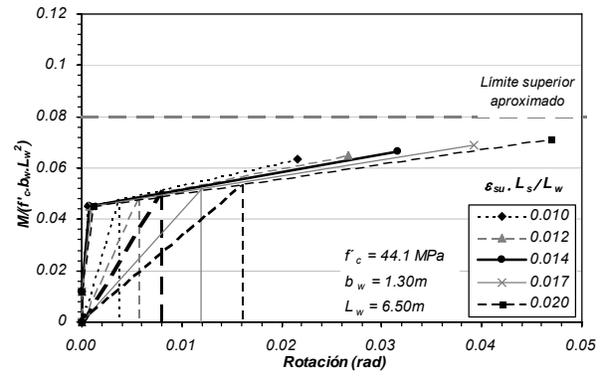
Propuesta (este estudio):
$$L_d = L_s + 0.90 d_b \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

La Figura 5.8 muestra que, en los casos estudiados, la variación en el valor de L_d influye en la primera pendiente del diagrama momento-rotación, aunque esta influencia no es relevante. Asimismo, la variación en el valor de L_d no tendría influencia significativa en la capacidad de momento ni en la rotación a 75% del momento máximo.

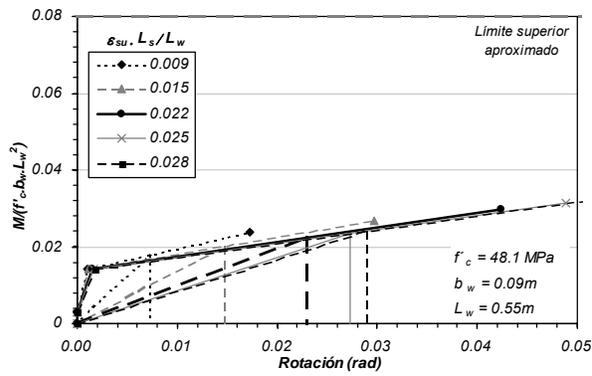
Los diagramas mostrados en estas figuras muestran la influencia notoria que naturalmente tienen el nivel de fuerza de postensado y el área de los disipadores sobre la capacidad de momento de una sección de muro autocentrado. Sin embargo, lo más resaltante es notar la menor influencia que tales propiedades tienen sobre la capacidad de rotación, principalmente relacionada al 75% del momento máximo de la sección; en este aspecto, la influencia más notable es la longitud libre de los disipadores, y en particular, el cociente $\varepsilon_{su} L_s/L_w$, como se analizará en la sección 5.3. Por ello, este cociente podría ser considerado como un parámetro a relacionar con un giro de diseño en la base del muro, el cual a su vez puede equivaler a la distorsión lateral de diseño de un edificio con un sistema dual autocentrado.



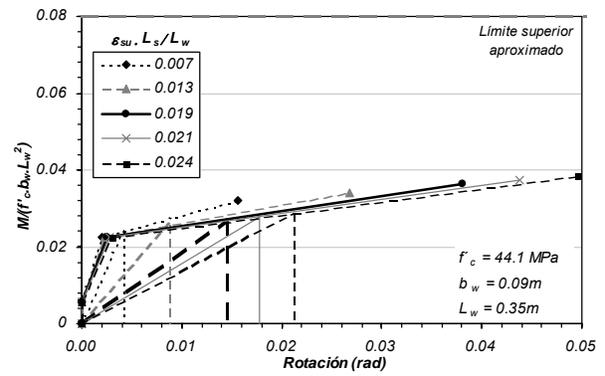
(a) Muro de edificio de 6 niveles. $c/L_w = 0.12$.



(b) Muro de edificio de 15 niveles. $c/L_w = 0.11$.

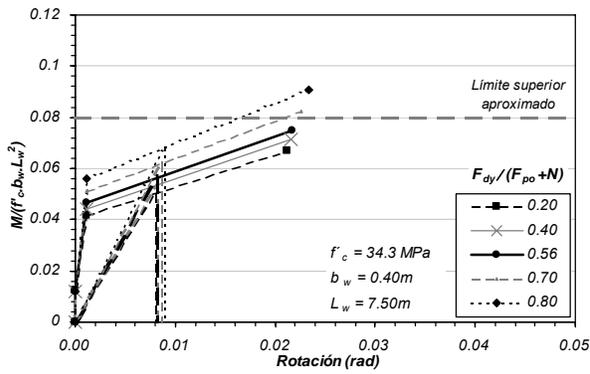


(c) Muro de espécimen A2. $c/L_w = 0.044$.

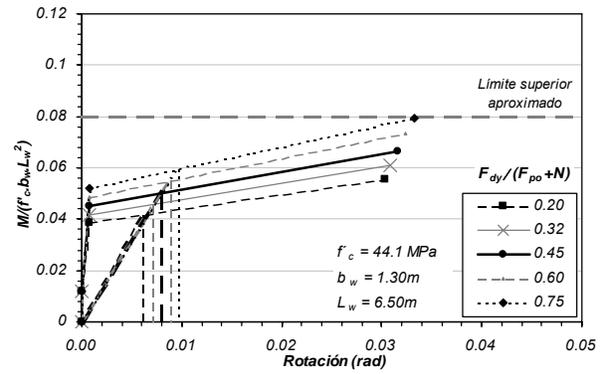


(d) Muro de espécimen A1. $c/L_w = 0.056$.

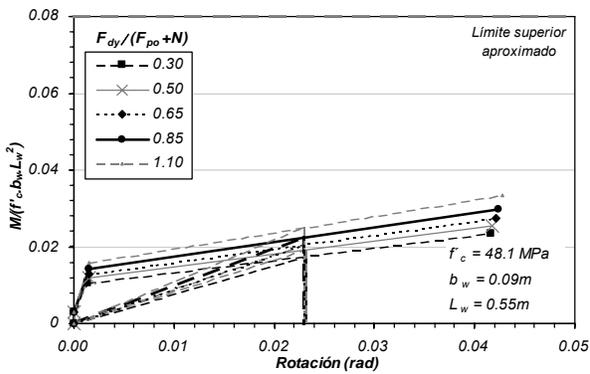
Figura 5.5. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro.
Variación de $\epsilon_{su} L_s/L_w$.



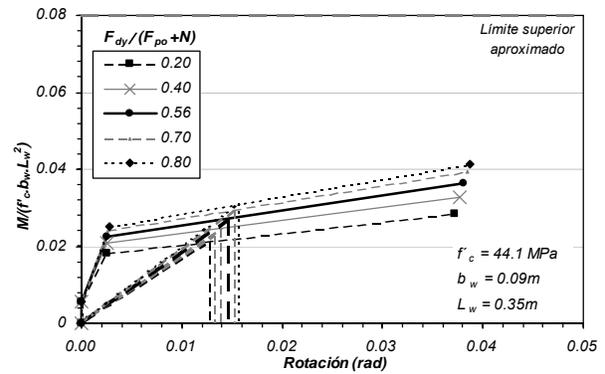
(a) Muro de edificio de 6 niveles. $c/L_w = 0.12$.



(b) Muro de edificio de 15 niveles. $c/L_w = 0.11$.

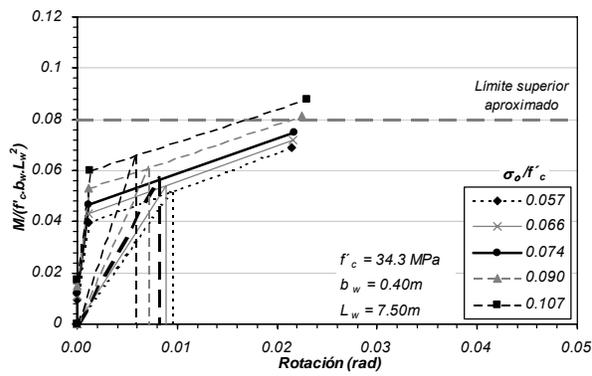


(c) Muro de espécimen A2. $c/L_w = 0.044$.

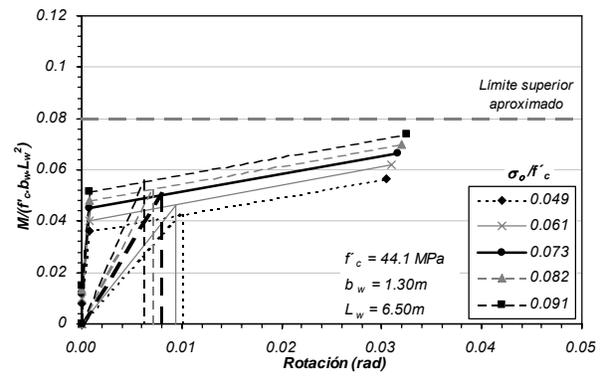


(d) Muro de espécimen A1. $c/L_w = 0.056$.

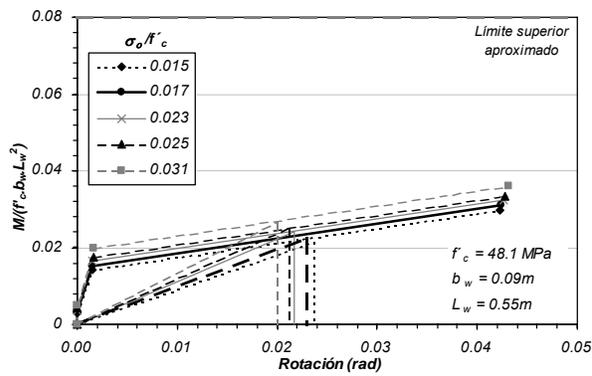
Figura 5.6. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro.
Variación de $F_{dy}/(F_{po}+N)$.



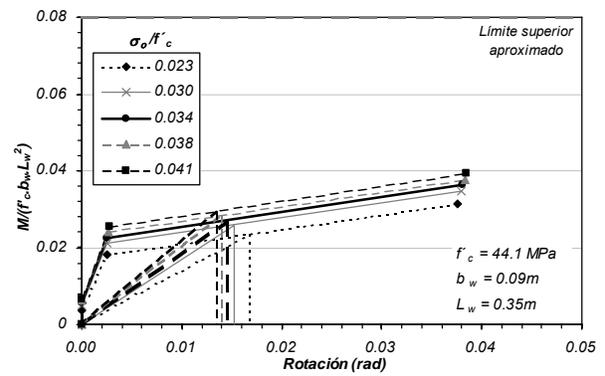
(a) Muro de edificio de 6 niveles. $c/L_w = 0.12$.



(b) Muro de edificio de 15 niveles. $c/L_w = 0.11$.

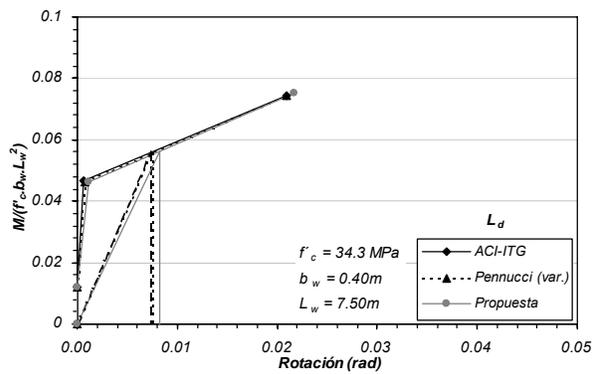


(c) Muro de espécimen A2. $c/L_w = 0.044$.

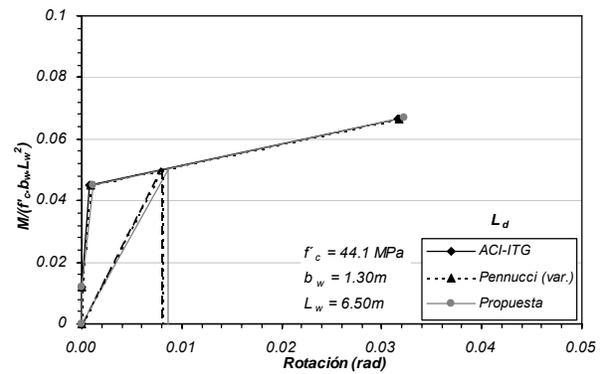


(d) Muro de espécimen A1. $c/L_w = 0.056$.

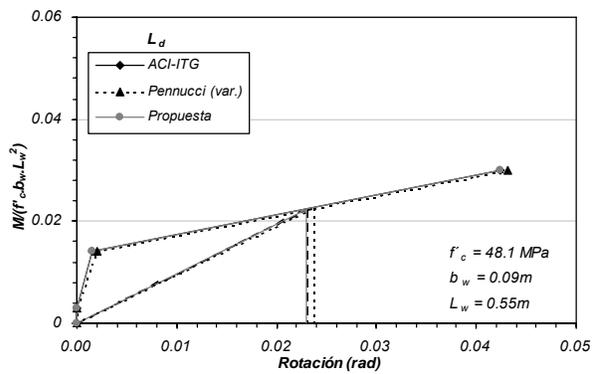
Figura 5.7. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro.
Variación del esfuerzo normal inicial σ_o/f_c .



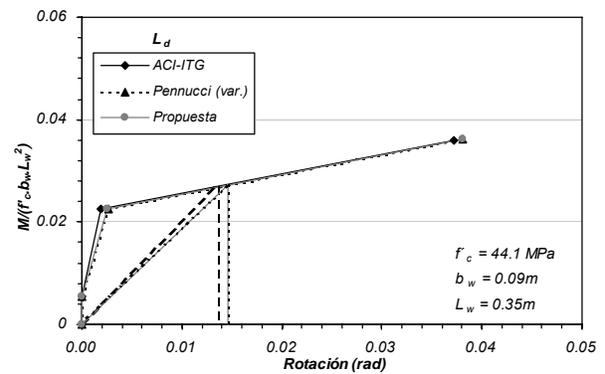
(a) Muro de edificio de 6 niveles. $c/L_w = 0.12$.



(b) Muro de edificio de 15 niveles. $c/L_w = 0.11$.



(c) Muro de espécimen A2. $c/L_w = 0.044$.



(d) Muro de espécimen A1. $c/L_w = 0.056$.

Figura 5.8. Diagramas adimensionales de momento total vs rotación en la base de muro.
Variación en la estimación de la longitud efectiva del disipador.

5.3 ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ ROTACIONAL DE LA BASE DE MUROS AUTOCENTRADOS PARA PROPÓSITOS DE UN ANÁLISIS SÍSMICO A NIVEL DE DISEÑO.

En la definición de un modelo para realizar, en la etapa de diseño, un análisis dinámico o un análisis estático con fuerzas estáticas equivalentes, es necesario incluir en la base de los muros autocentrados una rigidez rotacional, cuya expresión se propone de la forma siguiente (Figura 5.9):

$$K_{rd} = \frac{M_{y1}}{\theta_{y1}} \quad (5.30)$$

Donde M_{y1} y θ_{y1} son el momento y la rotación correspondientes a la fluencia del disipador más tensionado. Este criterio fue determinado para lograr congruencia en los estados de sismos leves y sismos severos que se tomaron en la fase experimental, con los cuales se evaluaron los factores de reducción R_M en el Capítulo 3 de este trabajo, que también serán evaluados en esta fase analítica. Además, valores de rigideces menores pueden dar lugar a subestimaciones en los momentos flectores en el muro, con la consiguiente sobrestimación de las demandas de diseño en los elementos del marco.

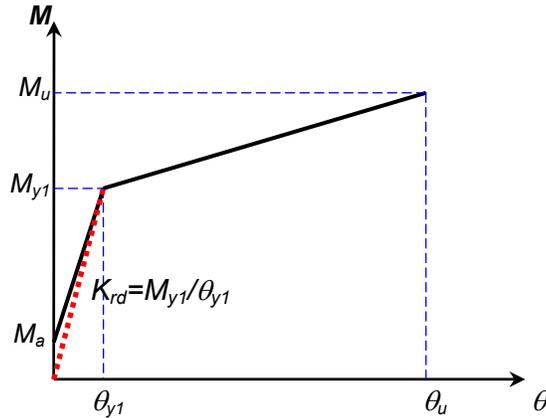


Figura 5.9. Rigidez rotacional en la base del muro para el análisis sísmico elástico en la etapa de diseño.

Los análisis paramétricos desarrollados en la sección 5.2 han mostrado la posibilidad de asociar el 75% de la capacidad de momento de la base del muro autocentrado con un valor de la rotación de la base que no presenta influencia significativa de variables tales como la fuerza de postensado o el área de los disipadores en la base del muro. En la Figura 5.10 se muestran las variables involucradas en la obtención de una expresión simplificada para este parámetro de rotación.

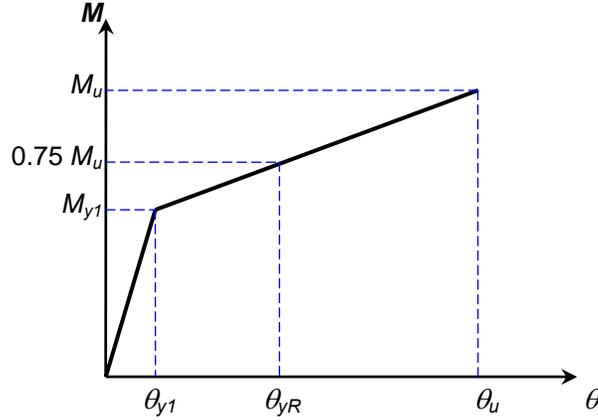


Figura 5.10. Variables para la definición de la rotación de diseño de muros autocentrados.

La rotación asociada al 75% de la capacidad de rotación de la base es θ_{yR} , definida por la expresión siguiente, que parte de una aproximación bilineal de la curva momento rotación:

$$\theta_{yR} = \left(\frac{0.25}{1 - \frac{M_{y1}}{M_u}} \right) \theta_{y1} + \left(1 - \frac{0.25}{1 - \frac{M_{y1}}{M_u}} \right) \theta_u \quad (5.31)$$

Para los propósitos de predimensionado, se considerarán las expresiones (5.6) y (5.15) obtenidas para estimar la capacidad del muro. De esta manera:

$$\frac{M_{y1}}{M_u} = \frac{2/43 f_c' b_w L_w^2}{2/25 f_c' b_w L_w^2} = \frac{25}{43} \quad (5.32)$$

Se conoce además que una forma de valuar la rotación en la base del muro es calcular el cociente de la elongación en el disipador entre la distancia del disipador al eje neutro. Para los estados en que el disipador más tensionado se encuentra en fluencia y en rotura, las rotaciones correspondientes, θ_{y1} y θ_u , son (Figura 5.3):

$$\theta_{y1} = \frac{\varepsilon_{sy} L_d}{0.5 L_w + e_d - c} \quad \theta_u = \frac{\varepsilon_{su} L_s}{0.5 L_w + e_d - c} \quad (5.33)$$

Reemplazando (5.32) en (5.31), esta ecuación se simplifica a:

$$\theta_{yR} = 0.60 \theta_{y1} + 0.40 \theta_u \quad (5.34)$$

Si se supone $c = 0.15 L_w$ y se conoce que $e_d < 0.062 L_w$ por la restricción recomendada por el ACI-ITG, entonces las ecuaciones (5.33) se aproximan a las expresiones:

$$\theta_u \approx \frac{\varepsilon_{su} L_s}{0.412 L_w} \quad \theta_{y1} \approx \frac{\varepsilon_{sy} L_d}{0.412 L_w} \quad (5.35)$$

Luego, reemplazando (5.35) en (5.34):

$$\theta_{yR} \approx \frac{0.60 \varepsilon_{sy} L_d + 0.40 \varepsilon_{su} L_s}{0.412 L_w}$$

Dado que el primer término del numerador es relativamente pequeño en comparación con el segundo, solamente se considera el segundo término, de manera que la ecuación queda simplificada a la forma:

$$\theta_{yR} = \frac{0.40 \varepsilon_{su} L_s}{0.412 L_w} = 0.97 \frac{\varepsilon_{su} L_s}{L_w} \approx \frac{\varepsilon_{su} L_s}{L_w} \quad (5.36)$$

La expresión obtenida para θ_{yR} permite su posible uso como un indicador del control de la rotación en la base del muro.

Si se considera $\theta_{yR} < d_{rD}$, donde d_{rD} es la distorsión de entrepiso admisible, considerado igual a la distorsión global del edificio, entonces se tiene:

$$\theta_{yR} \approx \frac{\varepsilon_{su} L_s}{L_w} < d_{rD} \quad (5.37)$$

Además, con las ecuaciones (5.36) y (5.35) se puede aproximar una relación entre θ_{yR} y θ_u .

$$\frac{\theta_u}{\theta_{yR}} \approx \frac{\left(\frac{\varepsilon_{su} L_s}{0.412 L_w} \right)}{\left(\frac{\varepsilon_{su} L_s}{L_w} \right)} = \frac{1}{0.412} = 2.4 \quad (5.38)$$

Los cálculos realizados en los especímenes A1 y A2 muestran que este cociente para los muros diseñados en estos especímenes, es del orden de 2.6. La diferencia entre este valor y la aproximación obtenida en (5.38) es del orden de 8%. Por consiguiente, se propone una relación entre la rotación última de la base del muro y la distorsión de entrepiso admisible:

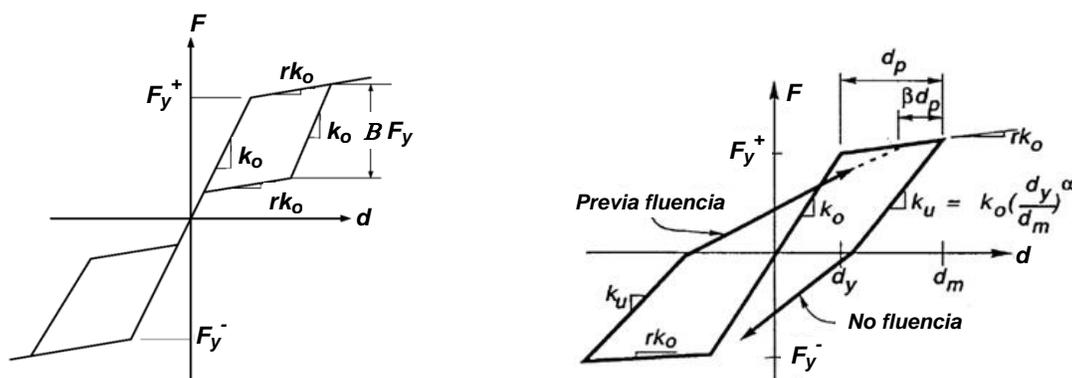
$$\theta_u = 2.5 d_{rD} \quad (5.39)$$

5.4 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DUALES AUTOCENTRADOS.

5.4.1 Espectros inelásticos de ductilidad constante.

Se valoraron los espectros de respuesta de desplazamientos relativos y de resistencias para sistemas de 1-GDL representativos de sistemas autocentrados en un intervalo de periodos de 0 a 3s. El modelo de histéresis empleado fue el de tipo bandera, la fracción de rigidez lateral post-fluencia se consideró en $r = 0.10$ y 0.20 , y el parámetro de disipación de energía fue $B = 0.30$ (Figura 5.11a), por ser parámetros usuales para esta clase de componentes estructurales. Para tener una aproximación inicial sobre las tendencias en los sistemas autocentrados, se emplearon registros de aceleraciones reales del movimiento del suelo, uno correspondiente a un suelo firme y otro a un suelo blando, por lo que será necesaria la realización de un estudio específico que contemple el uso de un mayor número de registros para obtener

valores estadísticamente representativos. Los registros de movimiento del suelo usados fueron el registro de Lollole (sismo de Chile, 1985), correspondiente a un movimiento fuerte en suelo firme, y el registro de SCT (sismo de México, 1985), correspondiente a un movimiento fuerte en suelo blando. Los valores considerados de ductilidad de desplazamiento, μ , fueron 2 y 4, además de una ductilidad unitaria para obtener los espectros elásticos. Para evaluar las diferencias o semejanzas con los sistemas de 1-GDL representativos de estructuras convencionales de concreto reforzado, los espectros de estos sistemas fueron obtenidos considerando la regla de histéresis de Takeda con los parámetros $\alpha = 0.5$, $\beta = 0$ y $r = 0.02$ (Figura 5.11b). En todos los casos, el porcentaje de amortiguamiento crítico empleado fue igual a 5%. Para la obtención de los espectros de ductilidad constante fueron empleados los programas *Ruaumoko* (Carr, 2010) e *Inspect* (Carr, 2011).



(a) Modelo tipo bandera (autocentrados).

(b) Modelo de Takeda modificado (convencional)

Figura 5.11. Modelos de histéresis empleados (Carr, 2010).

En las Figuras 5.12 y 5.13 se muestran los espectros de desplazamiento relativo y de resistencia de fluencia obtenidos para los sistemas analizados, tanto para los representativos de sistemas convencionales como para los representativos de sistemas duales autocentrados, éstos últimos con pendientes post fluencia variables, de 0.10 (Figura 5.12) y 0.20 (Figura 5.13), sometidos al movimiento en la base definido por el registro de Lollole 1985. Para este registro de movimiento se observa una semejanza notable entre los valores espectrales de los sistemas convencionales y los sistemas duales autocentrados, principalmente en el caso de sistemas con una ductilidad igual a 2 y en el intervalo de periodos de 0 a 1.5s. En el caso de sistemas con ductilidad igual a 4, los sistemas duales autocentrados presentan valores espectrales de resistencia menores que aquellos de los convencionales, aunque en un intervalo de periodos cortos relativamente pequeño, entre 0.1 a 0.3s, y con diferencias del orden de 20 a 25%. En los casos analizados, los desplazamientos inelásticos son menores o iguales que los desplazamientos elásticos espectrales en todo el intervalo de periodos analizado.

Cuando el análisis es realizado con el registro SCT del sismo de México 1985, algunas tendencias observadas anteriormente difieren. En las Figuras 5.14 y 5.15 se muestran los espectros de desplazamiento relativo y de resistencia de fluencia obtenidos para los sistemas analizados, tanto para los representativos de sistemas convencionales como para los representativos de sistemas duales autocentrados, éstos últimos con pendientes post fluencia variables, de 0.10 (Figura 5.14) y 0.20 (Figura 5.15). Se observa una semejanza entre los valores espectrales de los sistemas convencionales y los duales autocentrados, también en el caso de sistemas con una ductilidad igual a 2 y en el intervalo de

periodos de 0 a 1.5s. En los casos analizados, los desplazamientos inelásticos son mayores que los elásticos en un intervalo de periodos entre 0.1s a 1.7s; las diferencias más notorias se presentan cuando los sistemas tienen ductilidad igual a 4, en donde se pueden observar que los desplazamientos inelásticos pueden llegar a ser 2.5 veces los desplazamientos elásticos, en un intervalo de periodos de 0.1s a 0.3s y de 0.9s a 1.5s.

Con los valores espectrales obtenidos en los casos de análisis empleando el registro de Llolleo, se observa que, a nivel de fuerzas (es decir, a nivel de aceleraciones), los sistemas representativos de estructuras convencionales y duales autocentrados tienen ordenadas espectrales aproximadamente similares en el intervalo de periodos evaluado, de 0 a 3s. En los casos de análisis empleando el registro de SCT, a nivel de fuerzas, los sistemas convencionales y autocentrados tienen ordenadas espectrales aproximadamente similares en un intervalo de 0 a 1s. Sería posible considerar que los factores de reducción de la fuerza sísmica pueden ser iguales en los dos tipos de sistema estructural, en los intervalos de periodos indicados para cada tipo de suelo y en particular para los casos en que el factor de ductilidad es igual a 2. A nivel de desplazamientos, los sistemas representativos de estructuras convencionales y duales autocentrados tienen ordenadas espectrales aproximadamente similares en el intervalo de periodos de 0 a 1s. Un estudio específico como el mencionado al inicio de esta sección permitirá confirmar o precisar las observaciones presentadas.

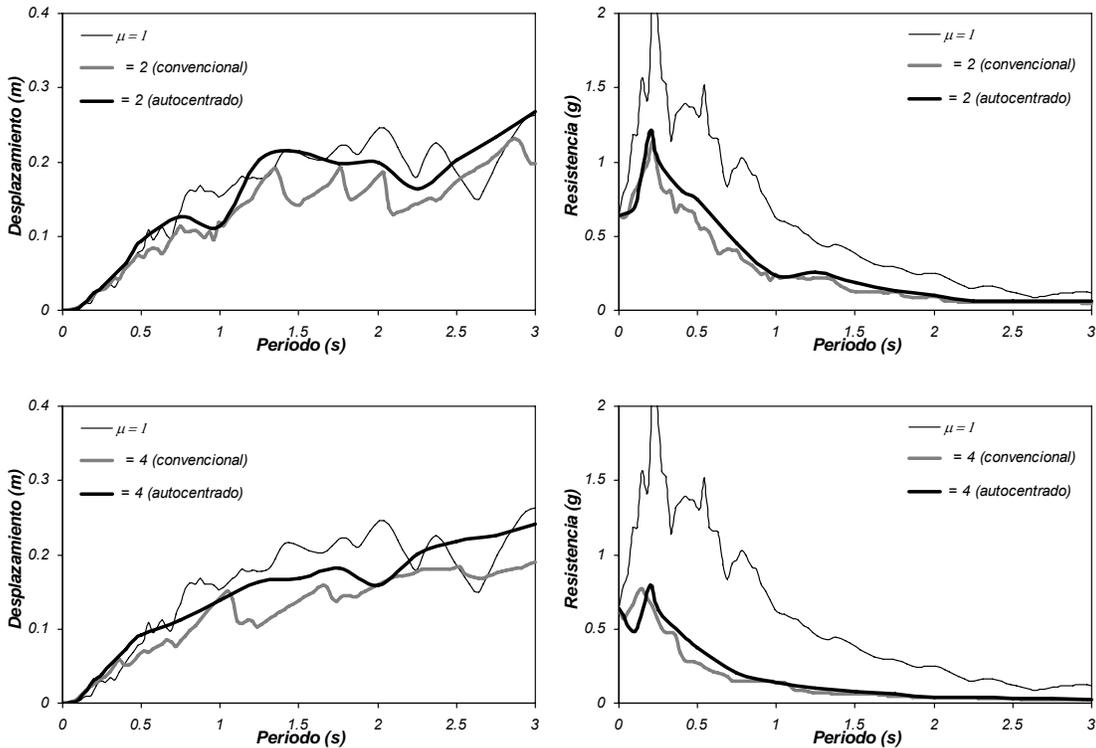


Figura 5.12. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro Llolleo. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.10$).

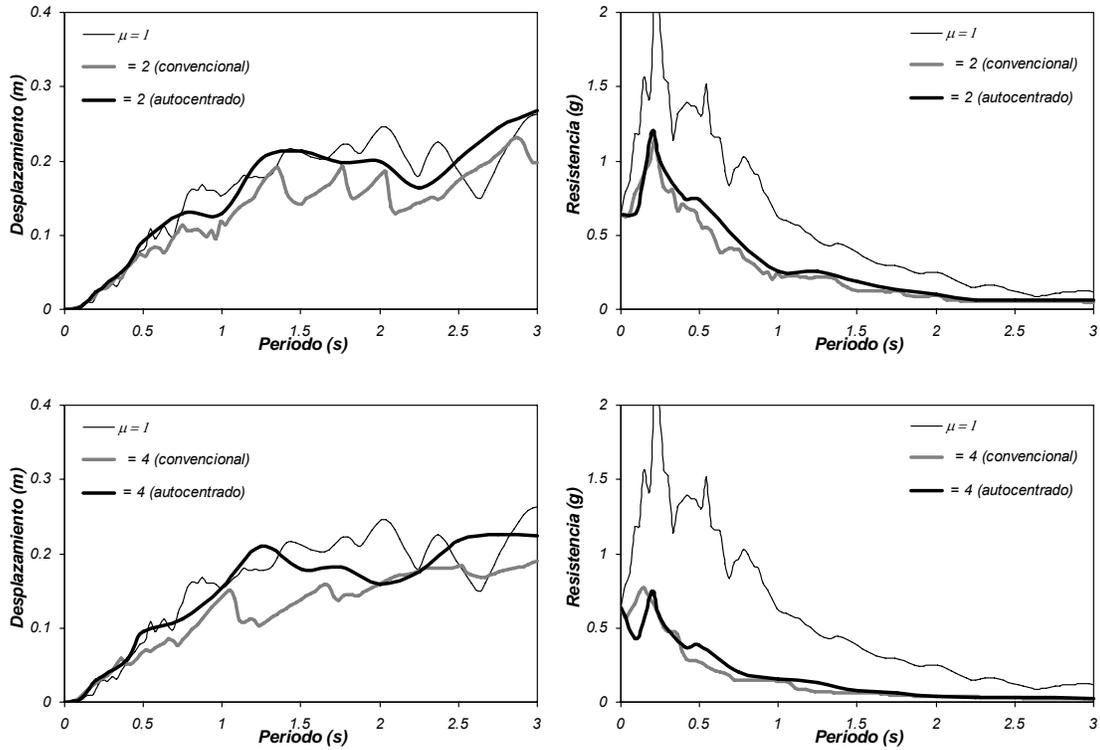


Figura 5.13. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro Llolleo. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.20$).

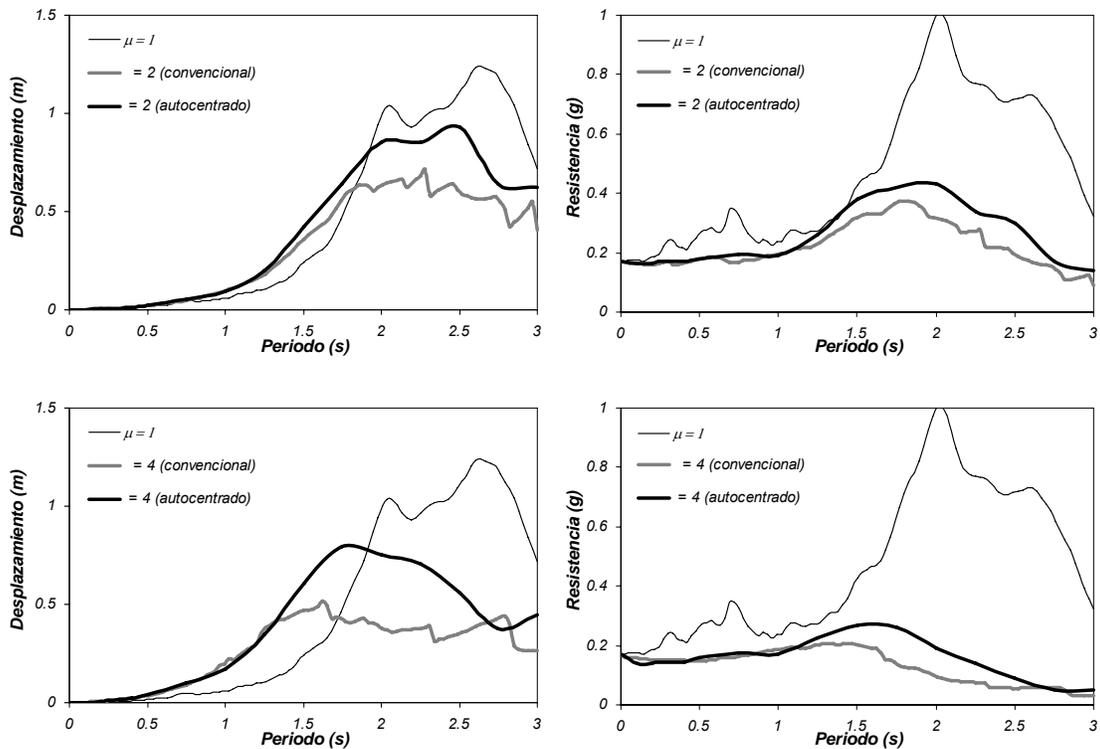


Figura 5.14. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro SCT. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.10$).

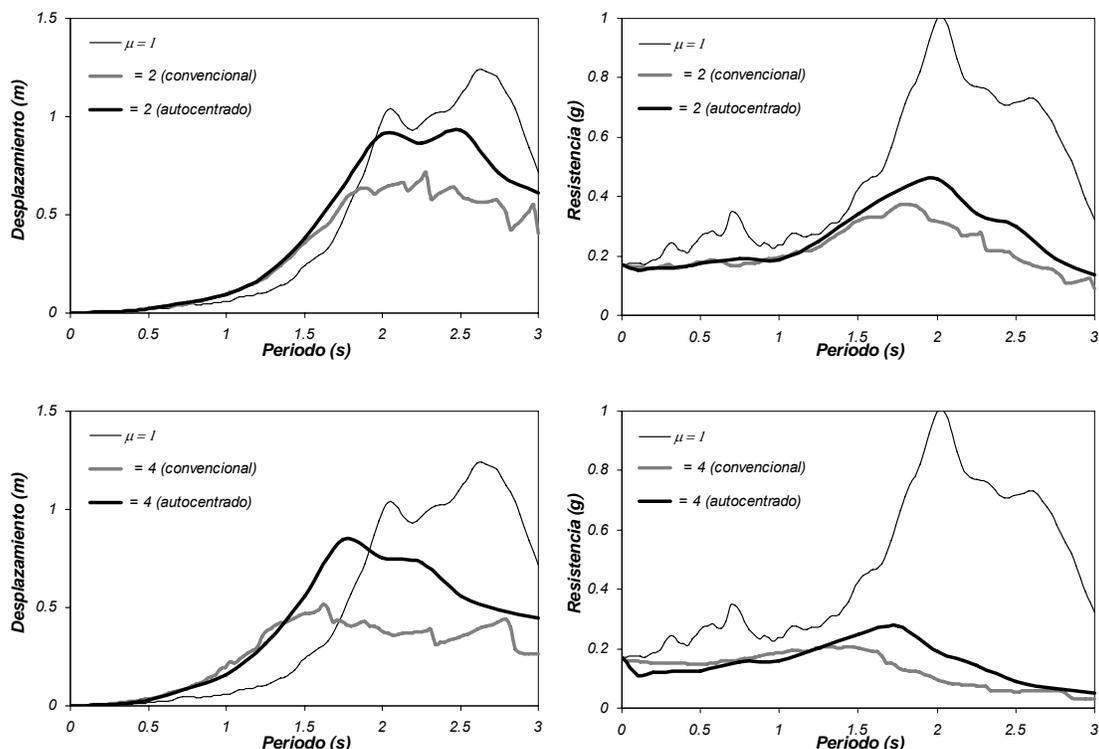


Figura 5.15. Espectros elásticos e inelásticos de resistencia y de desplazamiento – registro SCT. Modelos representativos de sistemas convencionales y autocentrados ($r = 0.20$).

En las Figuras 5.16 y 5.17 se presentan los valores del cociente entre los factores de reducción R (definido como la relación entre la fuerza sísmica elástica y la fuerza de fluencia del sistema) del sistema representativo de las estructuras duales autocentradas y del sistema representativo de las estructuras convencionales, para los registros usados, de Llolleo (Fig. 5.16) y SCT (Fig.5.17). Para el registro de Llolleo, se observa una tendencia a la unidad en el valor del cociente en el intervalo de periodos analizado, lo que resulta más claro en el caso de sistemas con un factor de ductilidad igual a 2. Para el registro de SCT, se observa una tendencia a la unidad en el valor del cociente en un intervalo de periodos de 0 a 1s.

La observación según la cual los criterios para obtener los desplazamientos inelásticos en los dos sistemas evaluados podrían ser similares, no implica que se pueda aplicar el criterio de igualdad de desplazamientos (elástico e inelástico) en ambos sistemas. Esto ha sido observado por Rodríguez y Restrepo (2012). En el caso de la evaluación con el registro sísmico en suelo firme, los desplazamientos inelásticos son menores en el intervalo de periodos analizado, mientras que en la evaluación con el registro sísmico en suelo blando, los desplazamientos inelásticos son mayores en un intervalo de periodos de 0.1s a 1.6s. Esto se puede ver más claramente con el cociente entre los desplazamientos inelásticos y elásticos, definida por la expresión:

$$\frac{S_{din}}{S_{del}} = \frac{\mu}{R} \quad (5.40)$$

Donde S_{din} es el valor espectral del desplazamiento inelástico y S_{del} es el valor espectral del desplazamiento elástico. En las Figuras 5.18 y 5.19 se presentan los valores del cociente para los sistemas representativos de las estructuras duales autocentradas, obtenidos con los registros de Lolloe y SCT, respectivamente. En los espectros evaluados con el registro de Lolloe (Figura 5.18), los desplazamientos inelásticos son menores o iguales que los desplazamientos elásticos espectrales en todo el intervalo de periodos analizado, sea el factor de ductilidad igual a 2 o 4, con excepción de un pequeño intervalo de periodos cortos, entre 0.1s y 0.3s. En los espectros evaluados con el registro de SCT (Figura 5.19), en el intervalo de periodos entre 0.1s y 1.6s los cocientes son del orden de 2.5 a 3 para sistemas con ductilidad igual a 4 y son del orden de 1.5 para sistemas con ductilidad igual a 2.

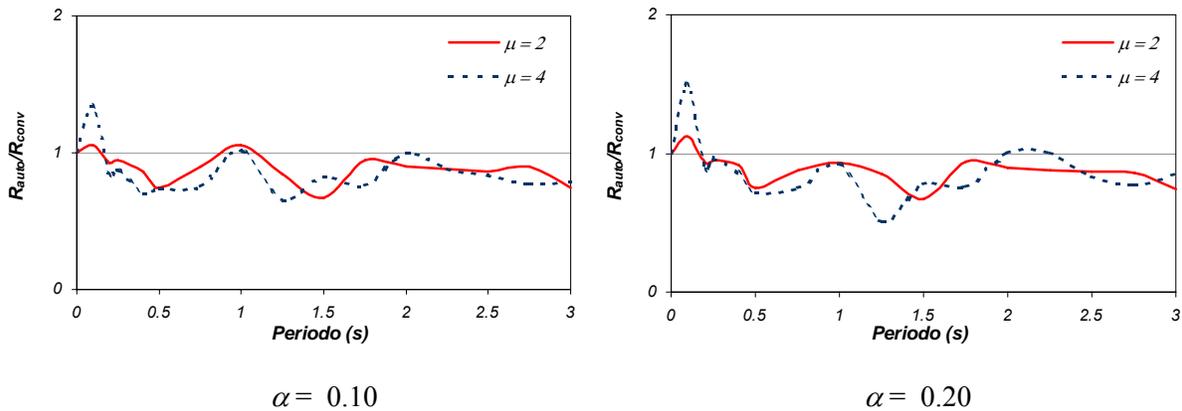


Figura 5.16. Cociente de factores de reducción de la fuerza sísmica entre modelos representativos de sistemas duales convencionales y sistemas duales autocentrados. Registro Lolloe.

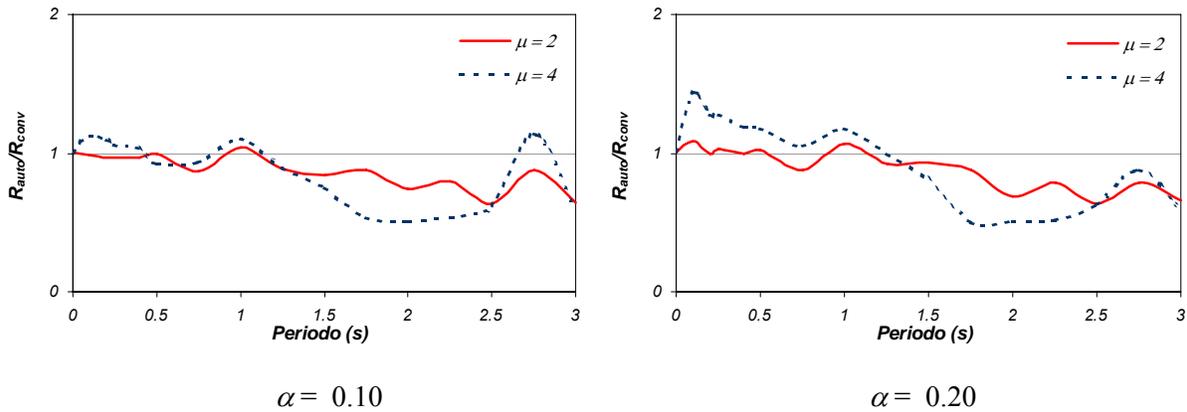


Figura 5.17. Cociente de factores de reducción de la fuerza sísmica entre modelos representativos de sistemas duales convencionales y sistemas duales autocentrados. Registro SCT.

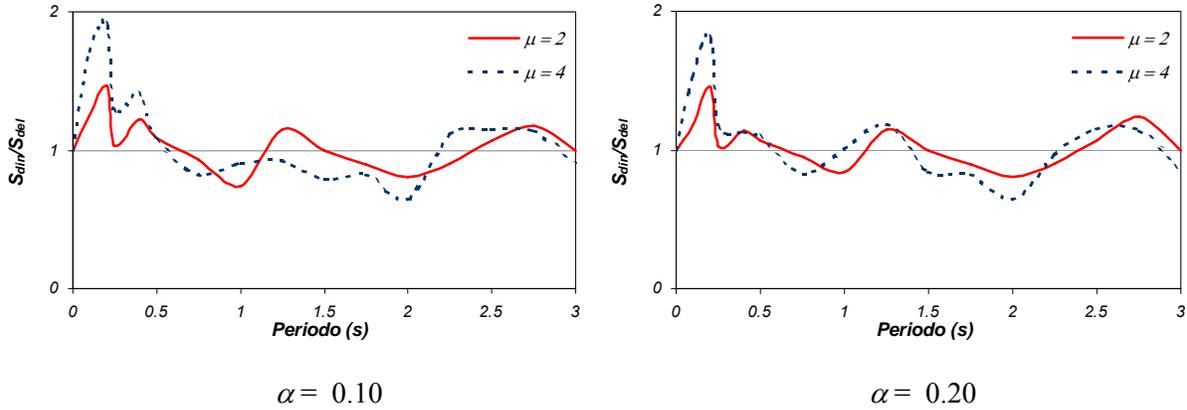


Figura 5.18. Cociente de desplazamientos espectrales inelásticos y elásticos de modelos representativos de sistemas duales autocentrados. Registro Lolloe.

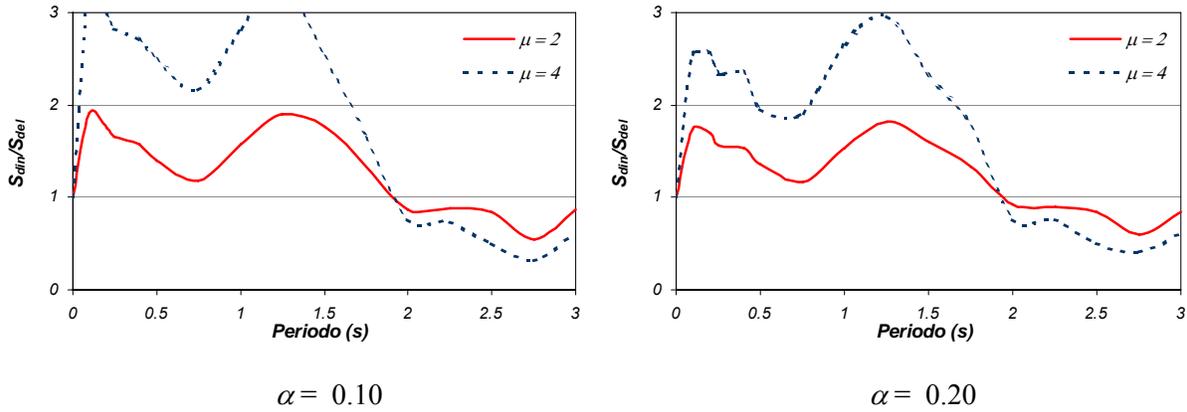


Figura 5.19. Cociente de desplazamientos espectrales inelásticos y elásticos de modelos representativos de sistemas duales autocentrados. Registro SCT.

5.4.2 Parámetros recomendados para el diseño sísmico.

Con base en los análisis realizados, se puede considerar que, para el diseño de estructuras duales autocentradas en suelo firme, es razonable emplear los factores de reducción asignados a las estructuras duales convencionales de concreto reforzado. Así mismo, sería razonable suponer que, en este caso, los desplazamientos inelásticos máximos serán aproximadamente iguales a los desplazamientos elásticos máximos con el sismo de diseño sin reducción, es decir, que para fines de diseño sísmico, los desplazamientos calculados por procedimientos elásticos (con el sismo reducido por un factor de reducción) sean multiplicados por el factor de reducción empleado en el diseño para obtener los desplazamientos inelásticos que se usarán en el control de desplazamientos laterales de la estructura. Estas observaciones serían válidas para estructuras con periodos de hasta 1.5s sobre suelo firme y con un factor de comportamiento igual a 2. No obstante, estas consideraciones son el resultado de un análisis empleando un registro de aceleraciones, por lo que un estudio estadístico con un mayor número de registros permitirá confirmar o precisar la tendencia encontrada en esta sección.

En el caso de esta clase de estructuras sobre un suelo blando como el de la Zona de Lago de México D.F., y considerando los resultados empleando el registro de SCT, para la evaluación de desplazamientos sería razonable el empleo de los factores de reducción asignados a las estructuras duales convencionales de concreto reforzado para el diseño de estructuras duales autocentradas con un factor de comportamiento igual a 2 y periodos de hasta 1s, en cuyo caso, los desplazamientos inelásticos máximos serán mayores que los desplazamientos elásticos, de manera que, para fines de diseño sísmico y si el espectro de diseño fuese el del registro SCT, los desplazamientos calculados por procedimientos elásticos (con el sismo reducido por un factor de reducción) sean multiplicados por 1.5 veces el factor de reducción empleado en el diseño, para obtener los desplazamientos inelásticos que se usarán en el control de desplazamientos laterales. Sin embargo, se debe mencionar que los factores a emplear para el cálculo de los desplazamientos inelásticos en un proceso de diseño sísmico dependerán de la forma del espectro elástico de diseño, por lo que un estudio estadístico como el mencionado en el párrafo anterior precisará los alcances de las tendencias encontradas en el análisis realizado en este trabajo.

CAPÍTULO 6

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS DUALES AUTOCENTRADOS

6.1 EDIFICIOS ANALIZADOS.

Se diseñaron edificios con sistemas muro-marco de 6 y 15 niveles, para lo cual se emplearon diez modelos analíticos, cuyos resultados fueron de utilidad para evaluar factores tales como la participación de los muros en el sistema total, el nivel de resistencia del sistema, la distorsión de entrepiso usado en la etapa de diseño, entre otros factores. Se consideraron ocho edificios de 6 pisos y dos edificios de 15 pisos. Seis edificios de 6 pisos y un edificio de 15 pisos fueron diseñados considerando su ubicación en suelo firme, en el Estado de Guerrero, y dos edificios de 6 pisos y un edificio de 15 pisos fueron diseñados considerando su ubicación en suelo blando, en México D.F.

Los edificios sobre suelo firme fueron analizados y diseñados con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 1989) del Estado de Guerrero, para definir las cargas sísmicas, y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2004) del Distrito Federal, para el diseño de los elementos de concreto. Los edificios sobre suelo blando fueron analizados y diseñados con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal (NTCS-DF, 2004), para valorar las cargas sísmicas, y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004) para el diseño de los elementos de concreto.

Las características de los materiales considerados en el diseño fueron para el concreto una resistencia especificada a la compresión, f_c , de 34.3 MPa (350 kg/cm²), para el acero de refuerzo y las barras disipadoras una resistencia especificada a la fluencia, f_y , de 411.6 MPa (4200 kg/cm²), y para el acero de postensado de los muros una resistencia última especificada, f_{pu} , de 1863.9 MPa (19000 kg/cm²). En el caso de los muros de los edificios de 15 pisos se consideró el concreto una resistencia especificada a la compresión, f_c , de 44.1 MPa (450 kg/cm²). Para el concreto reforzado se consideró un peso específico de 23.54 kN/m³ (2400 kg/m³). En la determinación de la fuerza de postensado de los muros para los edificios se consideró un nivel de esfuerzo inicial de $0.35 f_{pu}$ y $0.45 f_{pu}$ para los edificios de 6 y 15 pisos, respectivamente. Los edificios fueron diseñados considerando un uso para oficinas. Las cargas gravitacionales empleadas fueron las siguientes:

Losa:	2.55 kPa (260 kg/m ²)
Carga adicional:	0.20 kPa (20 kg/m ²)
Acabados:	0.39 kPa (40 kg/m ²)
Muros divisorios:	0.98 kPa (100 kg/m ²)
Carga viva:	2.45 kPa (250 kg/m ²)
Carga viva (sismo):	1.77 kPa (180 kg/m ²)

Los edificios fueron diseñados considerando una distorsión de entrepiso admisible, d_{rD} , de 0.006 y 0.012 y factores de comportamiento, Q , de 2 y 4. En el caso de suelo firme, se consideró el suelo tipo II en el

Municipio de Acapulco (Zona D) del Estado de Guerrero, y en el caso de suelo blando, se consideró el suelo tipo III-b en México D.F.

Para el diseño sísmico de los edificios analizados se desarrolló el procedimiento siguiente:

- a) Definición del espectro de diseño sísmico. El factor de reducción de la respuesta sísmica o factor de comportamiento, Q , se consideró igual a 2 ó 4, según se indica en cada caso.
- b) Definición de un porcentaje de participación de los muros, en términos del momento de volteo en la base.
- c) Definición del número y dimensiones de la sección transversal de los muros, según la Ecuación 5.7. Ubicación de los tendones de postensado y disipadores según ACI-ITG-5.2-09.
- d) Definición de la rotación última de la base de los muros, con la Ecuación 5.39.
- e) Definición del nivel de esfuerzo inicial en los tendones de postensado, Ecuación 5.24.
- f) Definición de la longitud de las barras disipadoras, Ecuación 5.21.
- g) Diseño del acero de postensado y de los disipadores según ACI-ITG-5.2-09, que recomienda que los disipadores aporten el 30% del momento total de la base.
- h) Análisis sísmico considerando la rigidez rotacional en la sección del muro en la base de éste, según la Ecuación 5.30, y la inercia de la sección transversal de los muros autocentrados al 100% de la sección bruta, de acuerdo a los criterios encontrados para la calibración de los modelos analíticos de los especímenes ensayados como parte de este estudio. Se empleó el método de fuerzas estáticas equivalentes en el caso de los edificios de 6 pisos y el método de análisis dinámico modal en el caso de los edificios de 15 pisos. La inercia efectiva de las secciones de los marcos se consideró según lo estipulado en las NTCC-DF.

6.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS.

La Figura 6.1 muestra la configuración en planta y la elevación de los edificios diseñados. En la Tabla 6.1 se presentan los parámetros de diseño de los edificios diseñados en suelo firme. Entre los parámetros consignados se presentan el momento de diseño para la base de los muros, M_w , como un porcentaje del momento de volteo total de diseño, M_{vt} , el factor de comportamiento Q empleado, el peso total del edificio, W_t , la altura total del edificio, H , el coeficiente sísmico de diseño, C_D , las dimensiones de las secciones de las vigas, columnas y muros, el periodo fundamental de vibración del edificio, T_E , calculado considerando para las vigas una inercia igual a la mitad de la inercia bruta y para las columnas, la inercia total. Asimismo, en la Tabla 6.1 se indican la distorsión global máxima, D_{rC} (definida como el cociente entre el desplazamiento máximo del último nivel del edificio y su altura total), obtenida con el análisis sísmico en la etapa de diseño, las áreas de acero de postensado y disipadores, A_p y A_d , las distancias del centroide de los tendones de acero postensado y de las barras disipadoras al eje del muro, e_p y e_d , y la longitud libre de los disipadores, L_s . En la Tabla 6.2 se presenta la misma información referida a los edificios diseñados en suelo blando. De los seis edificios de 6 niveles en suelo firme, tres edificios (AC6-1, AC6-2 y AC6-3) fueron diseñados asignando a los muros autocentrados el 50% del momento de volteo total de diseño y los otros (AC6-4, AC6-5 y AC6-6) tres fueron diseñados asignando a los muros autocentrados el 100% del momento de volteo total de diseño,

es decir, en estos casos los marcos fueron diseñados básicamente por carga gravitacional. Los dos edificios de 6 niveles en suelo blando (DF6-1 y DF6-2) fueron diseñados asignando a los muros autocentrados el 50% del momento de volteo total de diseño. Los dos edificios de 15 niveles (AC15-1 y DF15-1) fueron diseñados asignando a los muros autocentrados el 30% del momento de volteo total de diseño. Estos porcentajes fueron definidos con base en los porcentajes que pueden presentarse en estructuras muro-marco con muros convencionales, de acuerdo a lo reportado por Sánchez (2008).

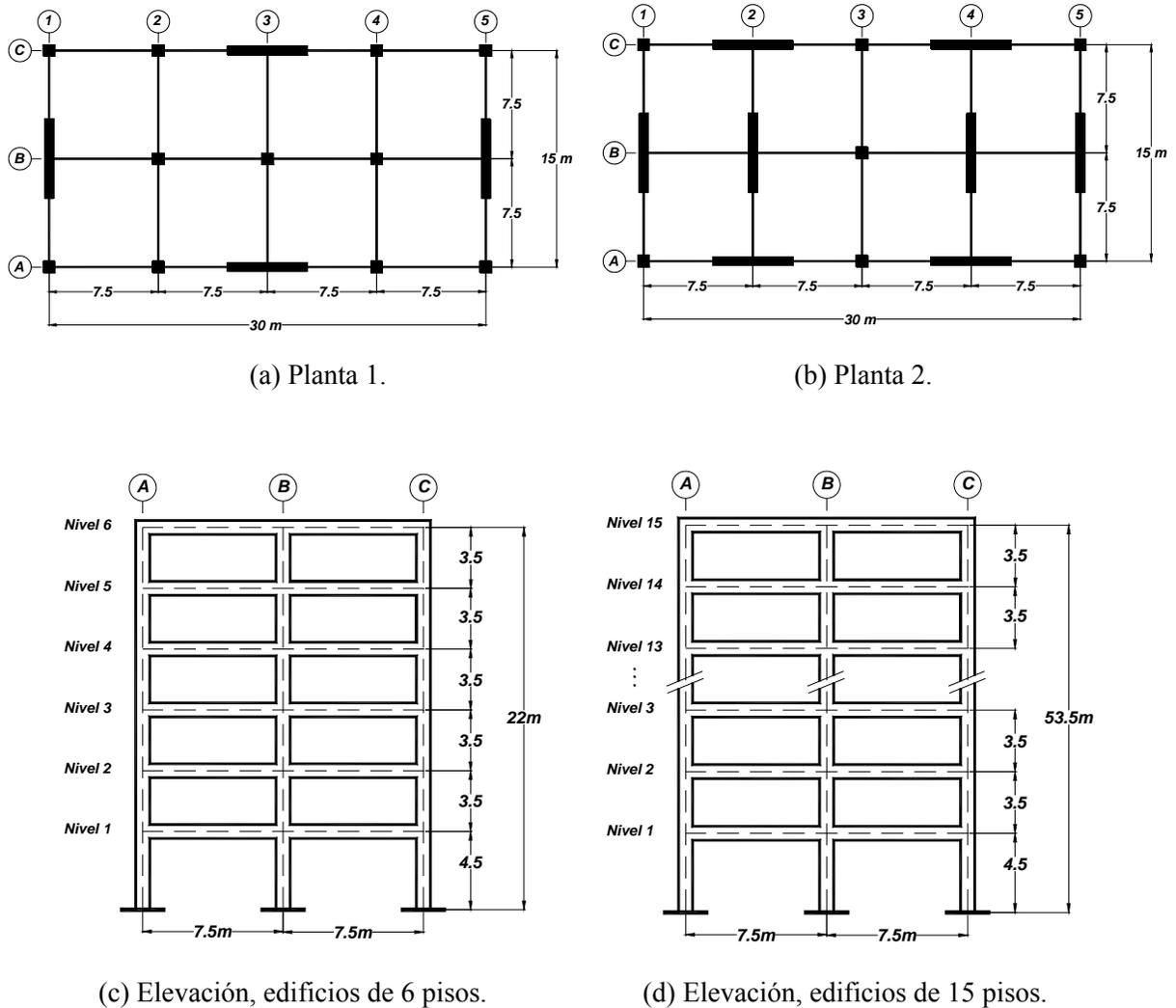


Figura 6.1. Plantas y elevación de los modelos analíticos.

Tabla 6.1. Parámetros de diseño y características de los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo firme.

Identificación	AC6-1	AC6-2	AC6-3
Planta tipo	1	1	1
M_w	50% M_{vt}	50% M_{vt}	50% M_{vt}
Q	2	4	4
Número de niveles	6	6	6
H (m)	22.0	22.0	22.0
d_{rD}	0.006	0.006	0.012
W_i (kN)	22758	23779	20784
C_D	0.43	0.215	0.215
T_E (s)	0.57	0.66	0.84
D_{rC}	0.005	0.006	0.010
Sección vigas (m)	0.30 x 0.60	0.30 x 0.75	0.30 x 0.60
Sección columnas (m)	0.70 x 0.70	0.90 x 0.90	0.60 x 0.60
Sección muros (m)	0.40 x 7.50	0.40 x 5.50	0.40 x 5.50
A_p (cm ²)	91.21	50.67	50.67
e_p (m)	1.12	0.82	0.82
A_d (cm ²)	78.92	50.67	50.67
e_d (m)	0.47	0.35	0.35
L_s (m)	0.70	0.60	1.05

La Figura 6.2 muestra el espectro de diseño elástico empleado en el análisis sísmico de los edificios diseñados en suelo firme, el espectro reducido por los factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y $Q = 4$ y los periodos predominantes de los edificios diseñados en suelo firme, calculados con el análisis elástico, T_E , realizado con el programa de análisis estructural ETABS (CSI, 2009). En la Figura 6.3 se muestra información similar referida a los edificios diseñados en suelo blando.

Tabla 6.1. Parámetros de diseño y características de los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo firme (continuación).

Identificación	AC6-4	AC6-5	AC6-6	AC15-1
Planta tipo	2	1	1	2
M_w	100% M_{vt}	100% M_{vt}	100% M_{vt}	30% M_{vt}
Q	2	4	4	2
Número de niveles	6	6	6	15
H (m)	22.0	22.0	22.0	53.5
d_{rD}	0.006	0.006	0.012	0.012
W_l (kN)	26408	23099	21973	93681
C_D	0.43	0.215	0.215	0.43
T_E (s)	0.50	0.64	0.68	0.94
D_{rC}	0.004	0.006	0.008	0.005
Sección vigas (m)	0.30 x 0.60m	0.30 x 0.60m	0.30 x 0.60m	0.50 x 1.10
Sección columnas (m)	0.55 x 0.55m	0.70 x 0.70m	0.50 x 0.50m	1.20 x 1.20
Sección muros (m)	0.40 x 8.50m	0.40 x 8.00m	0.40 x 8.00m	1.30 x 6.50
A_p (cm ²)	114.01	91.21	91.21	296.42
e_p (m)	1.27	1.20	1.20	0.98
A_d (cm ²)	94.71	78.92	78.92	299.92
e_d (m)	0.53	0.50	0.50	0.41
L_s (m)	0.80	0.70	1.05	1.00

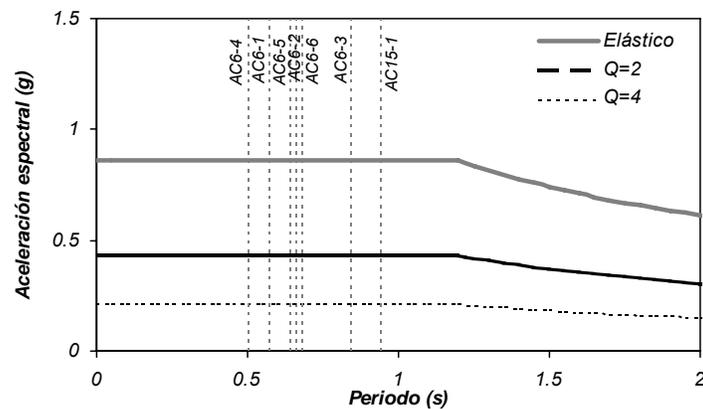


Figura 6.2. Espectros de diseño sísmico para los edificios diseñados en suelo firme.

Tabla 6.2. Parámetros de diseño y características de los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo blando.

Identificación	DF6-1	DF6-2	DF15-1
Planta tipo	1	1	2
M_w	50% M_{vt}	50% M_{vt}	30% M_{vt}
Q	2	4	2
Número de niveles	6	6	15
H (m)	22.0	22.0	53.5
d_{rD}	0.012	0.012	0.012
W_i (kN)	20784	20680	81789
C_D	0.21	0.11	0.225
T_E (s)	0.84	0.95	1.31
D_{rC}	0.006	0.008	0.007
Sección vigas (m)	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.40 x 0.80
Sección columnas (m)	0.60 x 0.60	0.60 x 0.60	1.00 x 1.00
Sección muros (m)	0.40 x 5.50	0.40 x 4.00	0.90 x 5.50
A_p (cm ²)	50.67	30.40	182.42
e_p (m)	0.82	0.60	0.82
A_d (cm ²)	50.67	40.54	189.52
e_d (m)	0.35	0.25	0.35
L_s (m)	1.05	0.60	0.85

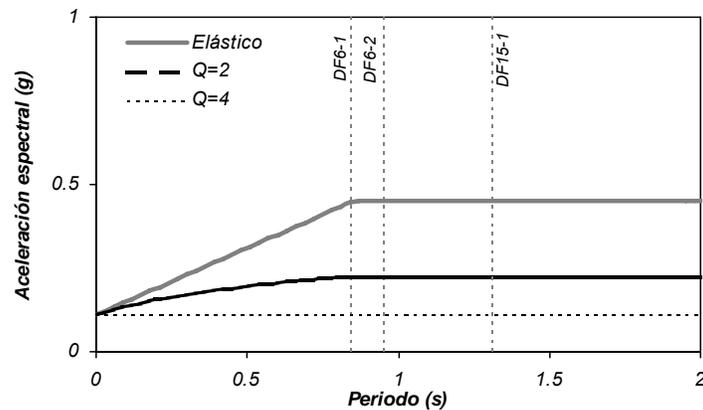


Figura 6.3. Espectros de diseño sísmico para los edificios diseñados en suelo blando.

En la definición del modelo para realizar el análisis con fines de diseño, se incluyó en la base de los muros autocentrados una rigidez rotacional, definida en la sección 5.3. En el Apéndice C se resume la distribución del acero de refuerzo obtenida en el diseño de los elementos de los edificios analizados.

6.3 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA LATERAL.

La resistencia lateral de los edificios fue evaluada mediante un análisis estático incremental no lineal, denominado análisis *pushover*, con una distribución de fuerzas triangular inversa. Los resultados principales se presentan en diagramas de coeficiente sísmico, C , versus la distorsión global, D_r . En estos diagramas se identifican el coeficiente sísmico de diseño, C_D , el coeficiente sísmico de fluencia global, C_y , definido como el cociente entre el cortante basal de fluencia global de la estructura y su peso total, y el coeficiente sísmico último, C_u , que corresponde a la capacidad máxima de la estructura, en este caso cuando alcanza una distorsión igual a la rotación en la base que produce la rotura de los disipadores en los muros autocentrados.

El programa de análisis utilizado para la evaluación fue el programa *Ruaumoko* (Carr, 2010). En la información de entrada del programa, deben consignarse propiedades de la sección tales como el momento de inercia, momentos de fluencia y las pendientes de una representación bilineal del diagrama momento-curvatura. Para obtener esta información, se empleó el programa *BIAX* (Wallace, 1996). La curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo correspondió a la curva promedio establecida para las barras corrugadas de diámetro grande fabricadas en México por Rodríguez *et al* (1996). En la obtención de las pendientes simplificadas del diagrama momento-curvatura de la sección se empleó el criterio de igualdad del área bajo la curva calculada del diagrama y el área bajo la curva bilineal (Mahin y Bertero, 1976), como se presenta esquemáticamente en la Figura 6.4.

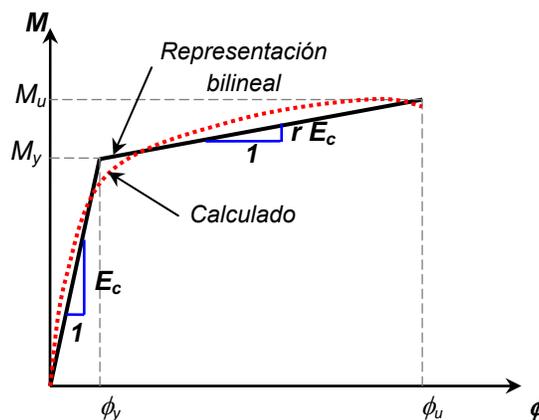


Figura 6.4. Diagrama momento-curvatura y representación bilineal.

En la definición de la longitud de la articulación plástica en los elementos de concreto reforzado, L_p , se empleó la propuesta de Paulay y Priestley (1992), según la cual esta longitud depende del esfuerzo de fluencia del acero de la barra longitudinal, f_y (en MPa), el diámetro de la barra longitudinal, d_{bL} , y la longitud del claro de cortante, L , con las longitudes dadas en milímetros.

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_y d_{bL} \geq 0.044 f_y d_{bL} \quad (6.1)$$

Las propiedades efectivas encontradas con la representación bilineal de los diagramas momento-curvatura implican que las rigideces laterales de los edificios en los análisis dinámicos en el tiempo fueron calculadas con inercias menores que las inercias brutas de las secciones que componen los elementos de las estructuras. Por ejemplo, para los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme, con $M_w = 50\% M_{vt}$, en el edificio AC6-1 se obtuvieron factores de reducción de la inercia bruta del orden de 0.37 a 0.89 en vigas, y de 0.34 a 0.94 en columnas. En el edificio AC6-2 se obtuvieron factores de reducción del orden de 0.26 a 0.41 en vigas, y de 0.25 a 0.39 en columnas. En el edificio AC6-3 se calcularon factores de reducción del orden de 0.32 a 0.56 en vigas, y de 0.36 a 0.69 en columnas. Para los edificios diseñados en suelo firme, con $M_w = 100\% M_{vt}$, en el edificio AC6-4 se obtuvieron factores de reducción de la inercia bruta del orden de 0.26 a 0.69 en vigas, y de 0.36 a 0.59 en columnas. En el edificio AC6-5 se obtuvieron factores de reducción del orden de 0.26 a 0.53 en vigas, y de 0.30 a 0.45 en columnas. En el edificio AC6-6 se calcularon factores de reducción del orden de 0.26 a 0.55 en vigas, y de 0.37 a 0.58 en columnas. La norma para diseño de elementos de concreto NTCD (2004) especifica que el factor de reducción de la inercia en vigas es 0.50 y en columnas no especifica reducción alguna. En el Apéndice D se presentan los parámetros de la representación bilineal de los diagramas momento-curvatura de los elementos de los modelos analíticos de los edificios analizados.

En la Figura 6.5 se presentan los diagramas de resistencia lateral para las estructuras analizadas en suelo firme. Los factores de sobrerresistencia máxima, Ω_o , calculados con el análisis pushover, para los edificios de 6 pisos con $M_w = 50\% M_{vt}$, AC6-1, AC6-2 y AC6-3, fueron iguales a 2.1, 2.5 y 2.3, respectivamente. Para los edificios de 6 pisos con $M_w = 100\% M_{vt}$, los factores de sobrerresistencia máxima para los edificios AC6-4, AC6-5 y AC6-6 fueron iguales a 2.9, 2.7 y 3.0, respectivamente. Para el edificio de 15 pisos, AC15-1 ($M_w = 30\% M_{vt}$), el factor de sobrerresistencia máxima fue igual a 2.7. A partir de estos resultados, se observa que, para edificios con un número de pisos similar, el mayor nivel de resistencia de diseño no tiene mayor relevancia en la sobrerresistencia máxima calculada; sin embargo, la mayor participación de los muros en el momento de volteo total de diseño implica un aumento en la sobrerresistencia.

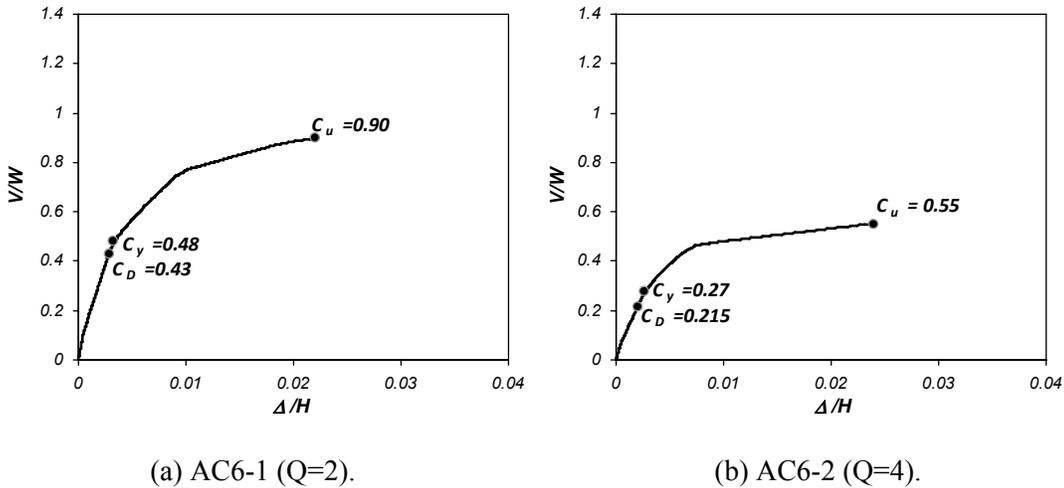
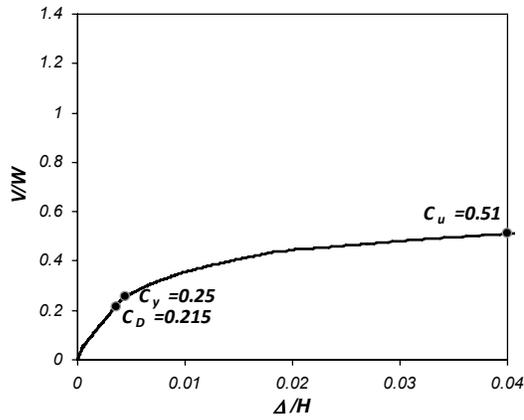
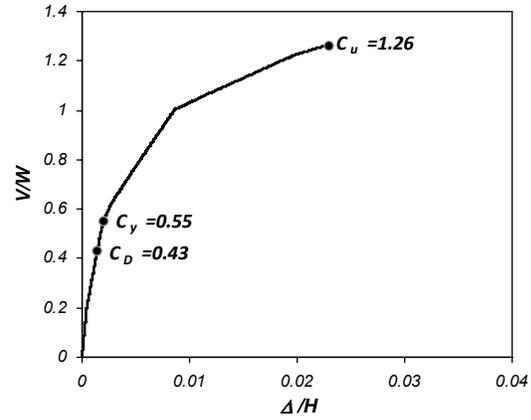


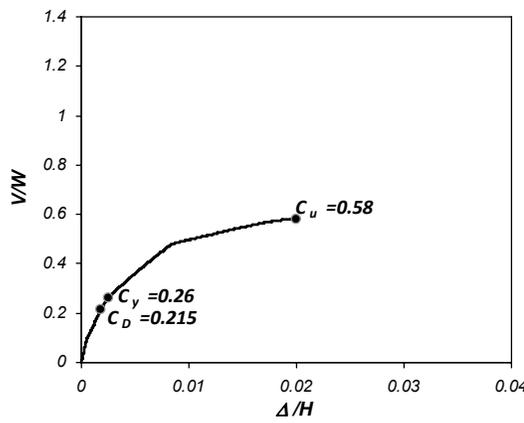
Figura 6.5. Resistencia lateral de los modelos analizados de edificios en suelo firme.



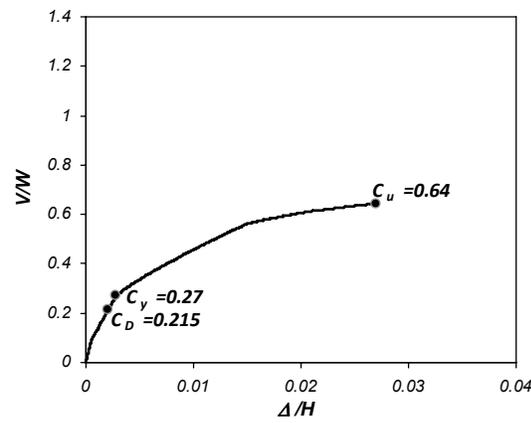
(c) AC6-3 (Q=4).



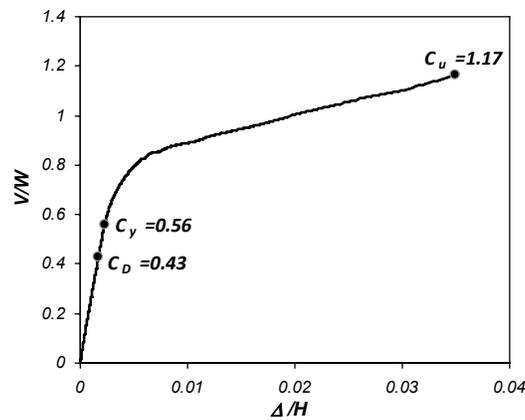
(d) AC6-4 (Q=2).



(e) AC6-5 (Q=4).



(f) AC6-6 (Q=4).

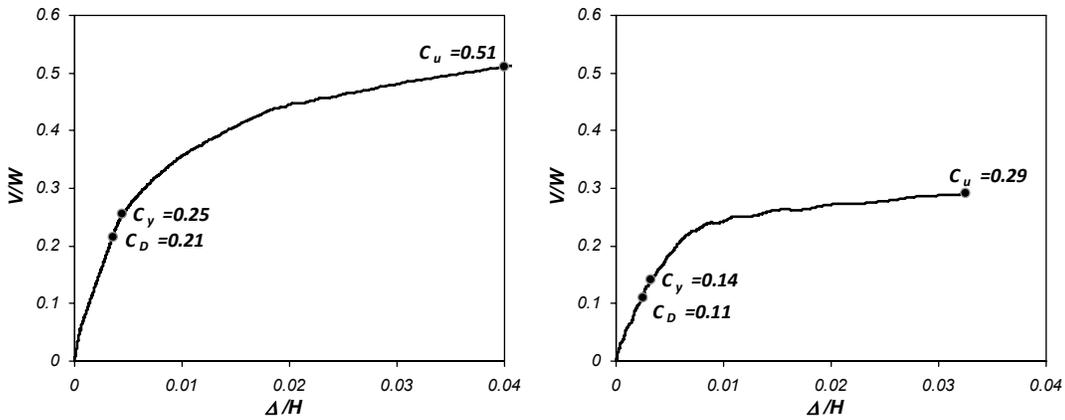


(g) AC15-1 (Q=2).

Figura 6.5. Resistencia lateral de los modelos analizados de edificios en suelo firme (continuación).

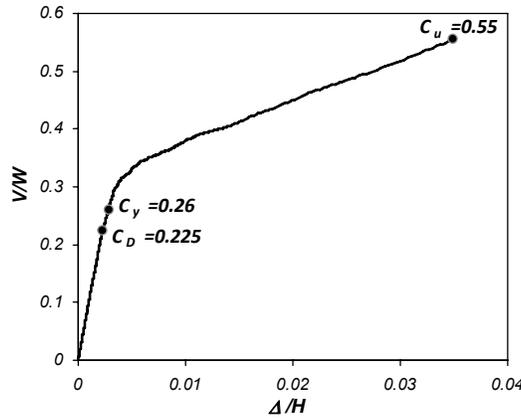
En la Figura 6.6 se presentan los diagramas de resistencia lateral para las estructuras analizadas en suelo blando. Los factores de sobrerresistencia máxima, Ω_o , calculados con el análisis pushover, para los edificios de 6 pisos con $M_w = 50\% M_{vt}$, DF6-1 y DF6-2, son iguales a 2.4 y 2.6, respectivamente. Para el edificio de 15 pisos, DF15-1 ($M_w = 30\% M_{vt}$), el factor de sobrerresistencia máxima es igual a 2.4.

A partir de estos resultados, se observa nuevamente que, para edificios con un número de pisos similar, el mayor nivel de resistencia de diseño no tiene mayor relevancia en la sobrerresistencia máxima calculada. Esta observación es apreciable en el caso de los dos edificios de 15 pisos, AC15-1 y DF15-1, diseñados en suelos y con coeficientes de diseño diferentes pero con una participación de los muros similar, y que presentan valores de sobrerresistencia máxima aproximadamente similares.



(a) DF6-1 (Q=2).

(b) DF6-2 (Q=4).



(c) DF15-1 (Q=2).

Figura 6.6. Resistencia lateral de los modelos analizados de edificios en suelo blando.

6.4 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.

El comportamiento sísmico de los edificios fue realizado mediante un análisis dinámico no lineal en el tiempo. El movimiento en la base para el análisis dinámico de los edificios diseñados en suelo firme fue representado por el registro sísmico obtenido en la estación Lolloe, Chile, en el sismo de 1985. El registro usado corresponde a un suelo firme comparable al suelo tipo II definido en las NTCS del Estado de Guerrero, cuyo espectro de diseño fue empleado en el diseño de los edificios analizados. El registro fue multiplicado por 1.50 (registro Llo-150, Figura 6.7) para obtener, en el intervalo de periodos de interés, ordenadas espectrales de un orden de magnitud cercano a las del espectro de diseño multiplicado por un factor de 2, para tomar en cuenta la sobrerresistencia. La Figura 6.8 muestra el espectro elástico de pseudoaceleraciones del registro Llo-150, para una fracción de amortiguamiento crítico de 5%, el espectro de diseño empleado y este mismo espectro multiplicado por un factor de 2.

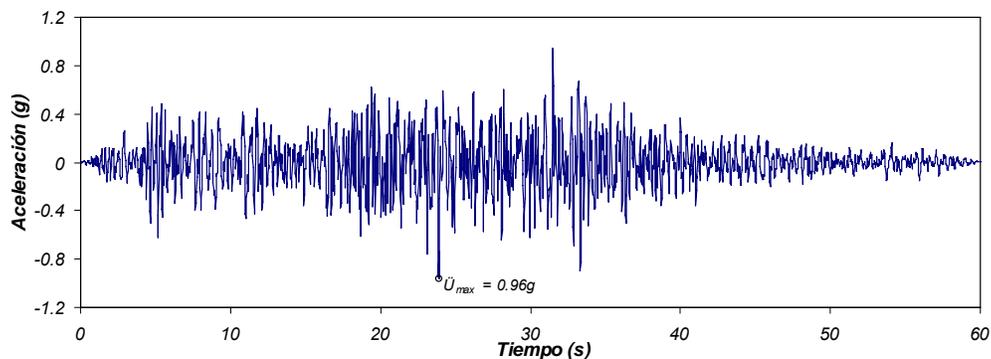


Figura 6.7. Acelerograma del registro sísmico de Lolloe-150%.

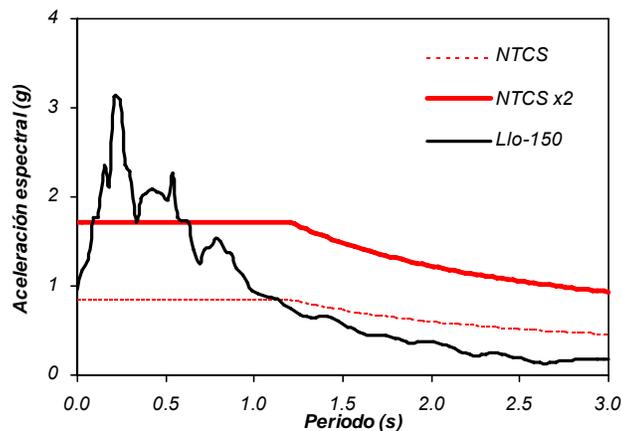


Figura 6.8. Espectros elásticos de diseño y de respuesta del registro de Llo-150% ($\xi = 5\%$).

El movimiento en la base para el análisis dinámico de los edificios diseñados en suelo blando fue representado por el registro sísmico obtenido en la estación SCT, México, en el sismo de 1985. El registro usado corresponde a un suelo comparable al suelo tipo IIIb definido en las NTCS del Distrito Federal, cuyo espectro de diseño fue empleado en el diseño de los edificios. El registro no fue

multiplicado por factor alguno (Figura 6.9) debido a que se trata de un registro de un sismo severo obtenido en la zona. La Figura 6.10 muestra el espectro elástico de pseudoaceleraciones del registro SCT, para una fracción de amortiguamiento crítico de 5%, el espectro de diseño empleado y este mismo espectro multiplicado por un factor de 2.

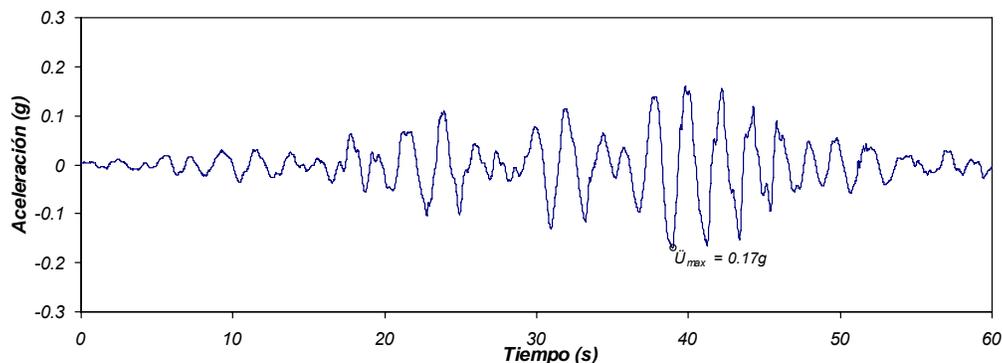


Figura 6.9. Acelerograma del registro sísmico de SCT.

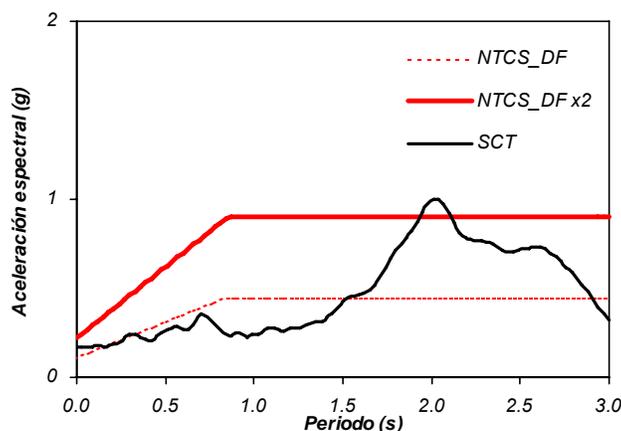


Figura 6.10. Espectros elásticos de diseño y de respuesta del registro de SCT ($\xi = 5\%$).

El programa de análisis utilizado para el análisis dinámico no lineal fue el programa *Ruaumoko* (Carr, 2010). En los análisis no lineales se consideraron los efectos P-delta, y una fracción de amortiguamiento crítico, ξ , igual a 2% para todos los modos, por ser un valor dentro del intervalo recomendable de fracciones de amortiguamiento para su empleo en análisis dinámicos no lineales en el tiempo (Panagiotou, 2008; Martinelli y Filippou, 2009). Para la integración de la ecuación dinámica de equilibrio se empleó el método de aceleración constante de Newmark y un intervalo de integración de 0.0001s que permitió lograr la convergencia en el cálculo de desplazamientos y aceleraciones. Para modelar los elementos de concreto reforzado tales como vigas, columnas y muros, se emplearon elementos tipo *frame* y la regla de histéresis de Takeda modificado con parámetros $\alpha = 0.5$ y $\beta = 0$, en tanto que para la base del muro se emplearon elementos de resorte similares a aquellos de los modelos empleados en la calibración de los resultados experimentales, es decir, se emplearon dos elementos tipo *spring* para modelar la rigidez rotacional de la base del muro, un elemento *ring-spring* para modelar la

histéresis tipo bandera y un elemento elástico-bilineal para modelar las características momento-rotación hasta el levantamiento de la base del muro.

En la Tabla 6.3 se presentan los resultados relevantes obtenidos del análisis dinámico no lineal y del análisis *pushover*, con algunos parámetros de diseño de los edificios analizados en suelo firme. Entre estos parámetros se listan los periodos fundamentales calculados en el análisis dinámico, T_{RMK} . En la tabla se presentan también la distorsión global máxima calculada en el análisis inelástico, D_{rMAX} , la distorsión global máxima calculada en el análisis elástico, $D_{rMAX-EL}$, la distorsión global en el inicio del comportamiento no lineal obtenida con el análisis *pushover*, D_{ry} , y la ductilidad global de desplazamiento, μ_D , definida como la relación entre D_{rMAX} y D_{ry} . Asimismo, en la tabla se muestran los valores del factor R_M , definido por la Ecuación (3.15) de la sección 3.4.1.5 de este trabajo. La Tabla 6.3 muestra el momento de volteo en la base máximo obtenido en el análisis dinámico no lineal, M_{VTH} , dividido entre el producto del peso total y la altura total del edificio, $W_T.H$. Asimismo, presenta las aceleraciones máximas en el primer nivel, \ddot{U}_{I_MAX} , y en el último nivel, \ddot{U}_{U_MAX} , normalizadas respecto a la aceleración máxima del terreno, \ddot{U}_{gMAX} . Por último, se muestran las ductilidades de rotación máximas alcanzadas en secciones críticas de los elementos de concreto reforzado, μ_θ .

Los edificios analizados presentaron un claro comportamiento inelástico global, manifestado mediante los factores μ_D y R_M , que fueron mayores a la unidad, del orden de 1.8 a 5.2. El edificio de 15 pisos presenta la menor incursión en el intervalo de comportamiento inelástico, con valores de μ_D y R_M iguales a 2.0 y 1.8, respectivamente. Esta situación se demuestra en la Figura 6.11, que presenta los espectros inelásticos de aceleración del registro Llo-150, para una fracción de amortiguamiento igual a 2%, empleando el modelo de Takeda modificado con parámetros $\alpha = 0.5$, $\beta = 0$ y niveles de ductilidad μ de 2 y 4, y los coeficientes sísmicos máximos C_{MAX} obtenidos en los análisis dinámicos no lineales de los edificios, denotados con un círculo gris para cada estructura analizada.

Un aspecto a destacar es el relacionado al cálculo de los desplazamientos laterales de los edificios diseñados en suelo firme, presentado en términos de las distorsiones globales. En los análisis inelásticos y elásticos, los valores máximos de las distorsiones calculadas en ambos casos guardan una relación entre 0.8 a 1.1, es decir, aproximadamente igual a la unidad. La excepción se presentó en el edificio más rígido de los analizados (AC6-4), en el que la relación entre las distorsiones máximas inelásticas y elásticas fue de 1.6. Este hecho había sido observado en los espectros inelásticos de ductilidad constante calculados con el registro de Llolleo, presentados en la sección 5.3 de este trabajo, en los que se observó que el desplazamiento inelástico máximo se podía aproximar al desplazamiento elástico máximo en un intervalo amplio de periodos, con la excepción de las estructuras con periodo corto, en donde la respuesta inelástica resultaba algo mayor que la elástica.

Tabla 6.3. Resultados relevantes de los análisis estructurales en los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo firme.

Identificación	AC6-1	AC6-2	AC6-2
Q	2	4	4
T_{RMK} (s)	0.46	0.60	0.72
C_D	0.43	0.215	0.215
C_y	0.48	0.27	0.25
C_u	0.90	0.55	0.51
Ω	2.1	2.5	2.3
C_{MAX}	0.88	0.61	0.47
D_{ry}	0.0033	0.0027	0.0045
D_{rMAX}	0.010	0.012	0.011
$D_{rMAX-EL}$	0.009	0.014	0.014
μ_D	3.0	4.4	2.4
R_M	2.7	4.4	4.1
μ_θ	6.4	8.1	5.7
$M_{VTH}/(W_T H)$	0.56	0.33	0.25
$\ddot{U}_{I_MAX}/\ddot{U}_{gMAX}$	1.16	1.17	1.14
$\ddot{U}_{U_MAX}/\ddot{U}_{gMAX}$	2.31	1.72	1.68

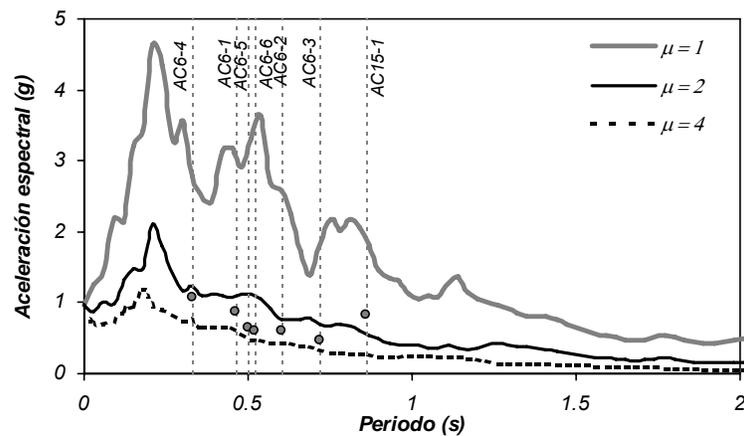


Figura 6.11. Espectros elástico e inelástico del registro Llo-150 y C_{MAX} de los edificios analizados en suelo firme.

Tabla 6.3. Resultados relevantes de los análisis estructurales en los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo firme (continuación).

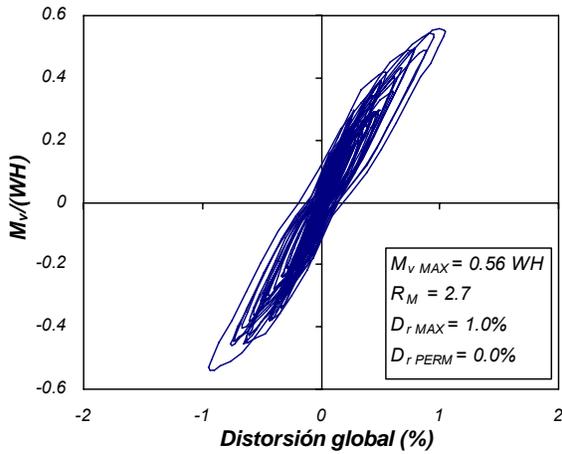
Identificación	AC6-4	AC6-5	AC6-6	AC15-1
Q	2	4	4	2
T_{RMK} (s)	0.33	0.50	0.52	0.86
C_D	0.43	0.215	0.215	0.43
C_y	0.55	0.26	0.27	0.56
C_u	1.26	0.58	0.64	1.17
Ω	2.9	2.7	3.0	2.7
C_{MAX}	1.08	0.65	0.60	0.82
D_{ry}	0.0020	0.0025	0.0028	0.0023
D_{rMAX}	0.008	0.013	0.013	0.005
$D_{rMAX-EL}$	0.005	0.014	0.015	0.005
μ_D	4.0	5.2	4.6	2.0
R_M	2.3	5.1	5.2	1.8
μ_θ	5.5	10.2	8.1	3.7
$M_{VTH}/(W_T H)$	0.69	0.38	0.37	0.51
$\ddot{U}_{I_MAX}/\ddot{U}_{gMAX}$	1.17	1.07	0.95	1.06
$\ddot{U}_{U_MAX}/\ddot{U}_{gMAX}$	2.41	1.73	1.48	2.56

Por otro lado, los valores de ductilidad global y de ductilidad local máximos obtenidos guardan una relación aproximada de 1 a 2, donde las mayores demandas de ductilidad local se encontraron en las vigas de todos los niveles, y en particular en el primer nivel.

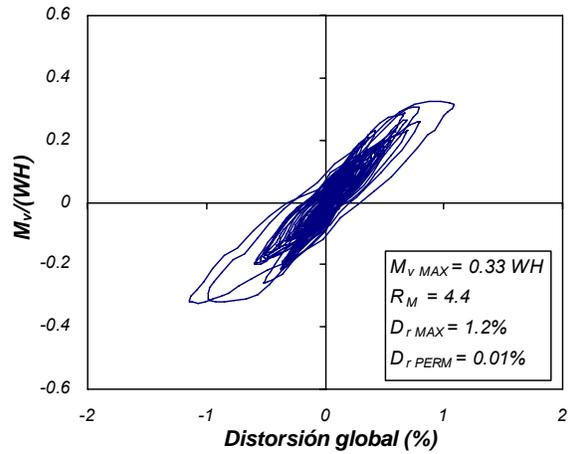
En los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme con un factor Q igual a 4, es decir con una menor resistencia lateral, se presentaron incursiones inelásticas en los muros del primer nivel, con valores de ductilidad máxima del orden de 3.6. Usar factores de 4 para el diseño de estas estructuras puede llegar a subestimar la capacidad del muro en la etapa de diseño, donde los análisis se realizan considerando un comportamiento elástico, y provocar que algunas secciones del muro alcancen la fluencia cuando la estructura incurra en el intervalo inelástico; entre estas secciones no solamente pueden estar aquellas ubicadas en el primer nivel del muro, sino también aquellas en niveles superiores donde se presenta una disminución del refuerzo que implica una menor capacidad de la sección. La ocurrencia de la fluencia en secciones intermedias del cuerpo del muro de concreto implicaría una pérdida de la compatibilidad

de desplazamientos necesaria para la consideración de las elongaciones de los tendones a lo largo del muro, por lo tanto afectará las fuerzas de postensado.

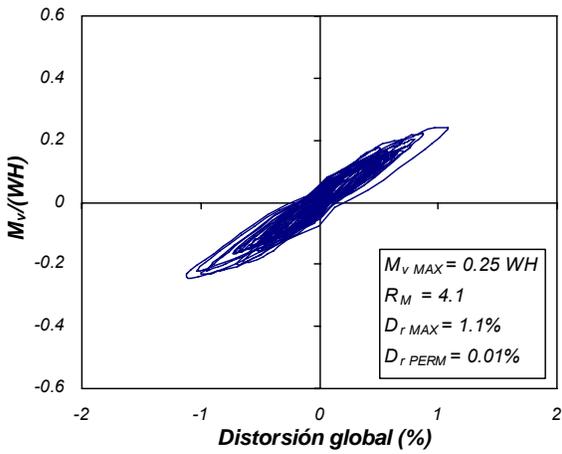
En las Figuras 6.12 se muestran los diagramas de histéresis del momento de volteo y distorsión lateral de los edificios analizados en suelo firme.



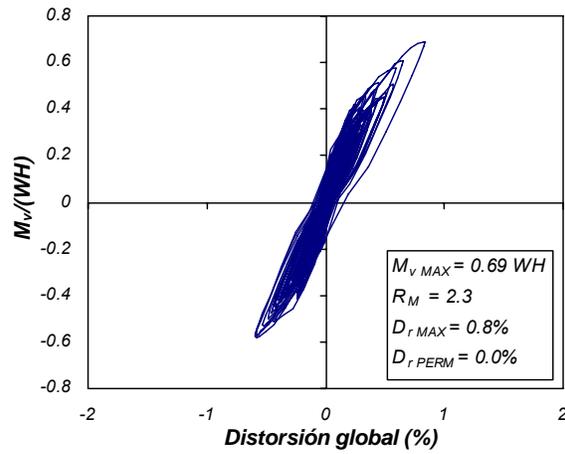
(a) AC6-1.



(b) AC6-2.



(c) AC6-3.



(d) AC6-4.

Figura 6.12. Análisis dinámico no lineal en el tiempo – edificios diseñados en suelo firme. Histéresis de momento de volteo total y distorsión global.

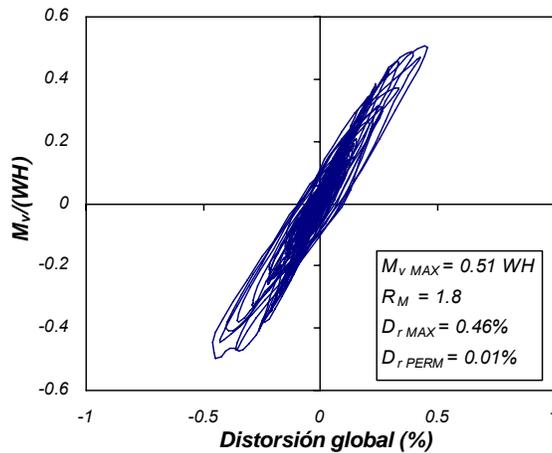
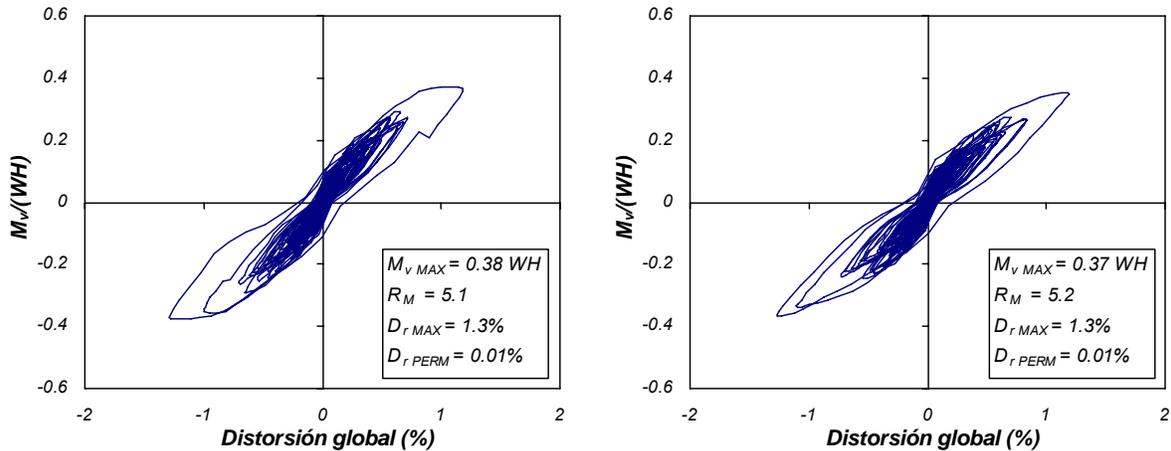


Figura 6.12. Análisis dinámico no lineal en el tiempo – edificios diseñados en suelo firme. Histéresis de momento de volteo total y distorsión global (continuación).

En la Tabla 6.4 se presentan los resultados relevantes obtenidos del análisis dinámico no lineal y del análisis *pushover*, con algunos parámetros de diseño de los edificios analizados en suelo blando. Los edificios analizados no presentaron un claro comportamiento inelástico global, y no se observó una relación directa entre los valores de ductilidad global, μ_D , y los factores de reducción R_M . El edificio de 6 pisos diseñado con $Q=2$ incurrió en el intervalo inelástico representado por un factor R_M igual a 2.2. La reducción por ductilidad global en las estructuras analizadas en suelo blando se muestra en la Figura 6.13, que presenta los espectros inelásticos de aceleración del registro SCT, para una fracción de amortiguamiento igual a 2%, empleando el modelo de Takeda modificado con parámetros $\alpha=0.5$, $\beta=0$ y niveles de ductilidad μ de 2 y 4, y los coeficientes sísmicos máximos C_{MAX} obtenidos en los análisis dinámicos no lineales de los edificios, denotados con un círculo gris para cada estructura analizada.

Con respecto a los desplazamientos laterales de los edificios diseñados en suelo blando, presentado en términos de las distorsiones globales, en los análisis inelásticos y elásticos, los valores máximos de las

distorsiones calculadas en ambos casos no guardan una relación igual a la unidad. Entre los edificios de 6 pisos, el diseñado con menor resistencia lateral ($Q = 4$) presentó la distorsión global mayor, del orden de 2.4 veces la distorsión global del edificio más resistente diseñado con $Q = 2$. Esta situación es congruente con lo observado en los espectros inelásticos de ductilidad constante calculados con el registro SCT, en los que se observó que el desplazamiento inelástico máximo aumentaba con el incremento de la ductilidad objetivo en las estructuras con periodos cortos, menores que 1.6s.

En las estructuras que presentan demandas de ductilidad de rotación mayores que la unidad, que son los edificios DF6-2 y DF15-1, los valores de ductilidad global y de ductilidad local máximos obtenidos guardan una relación aproximada de 1 a 2, donde las mayores demandas de ductilidad local se encontraron en las vigas de todos los niveles, y en particular en el primer nivel.

En las Figuras 6.14 se muestran los diagramas de histéresis del momento de volteo y distorsión lateral de los edificios analizados en suelo blando.

Tabla 6.4. Resultados relevantes de los análisis estructurales en los modelos analíticos de edificios diseñados en suelo blando.

Identificación	DF6-1	DF6-2	DF15-1
Q	2	4	2
T_{RMK} (s)	0.72	0.89	1.22
C_D	0.21	0.11	0.225
C_y	0.25	0.14	0.26
C_u	0.51	0.29	0.55
Ω	2.3	2.5	2.4
C_{MAX}	0.23	0.26	0.25
D_{ry}	0.0045	0.0033	0.0028
D_{rMAX}	0.0035	0.0085	0.0025
$D_{rMAX-EL}$	0.0040	0.0038	0.0025
μ_D	0.8	2.5	0.9
R_M	2.2	1.1	1.1
μ_θ	< 1.0	4.6	1.2
$M_{VTH}/(W_T H)$	0.14	0.15	0.14
$\ddot{U}_{l_MAX}/\ddot{U}_{gMAX}$	1.24	1.66	1.12
$\ddot{U}_{u_MAX}/\ddot{U}_{gMAX}$	2.28	2.75	2.19

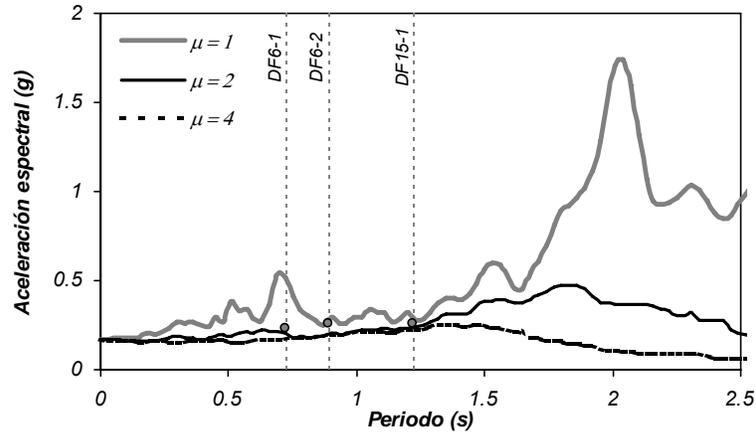


Figura 6.13. Espectros elástico e inelástico del registro SCT y C_{MAX} de los edificios analizados en suelo blando.

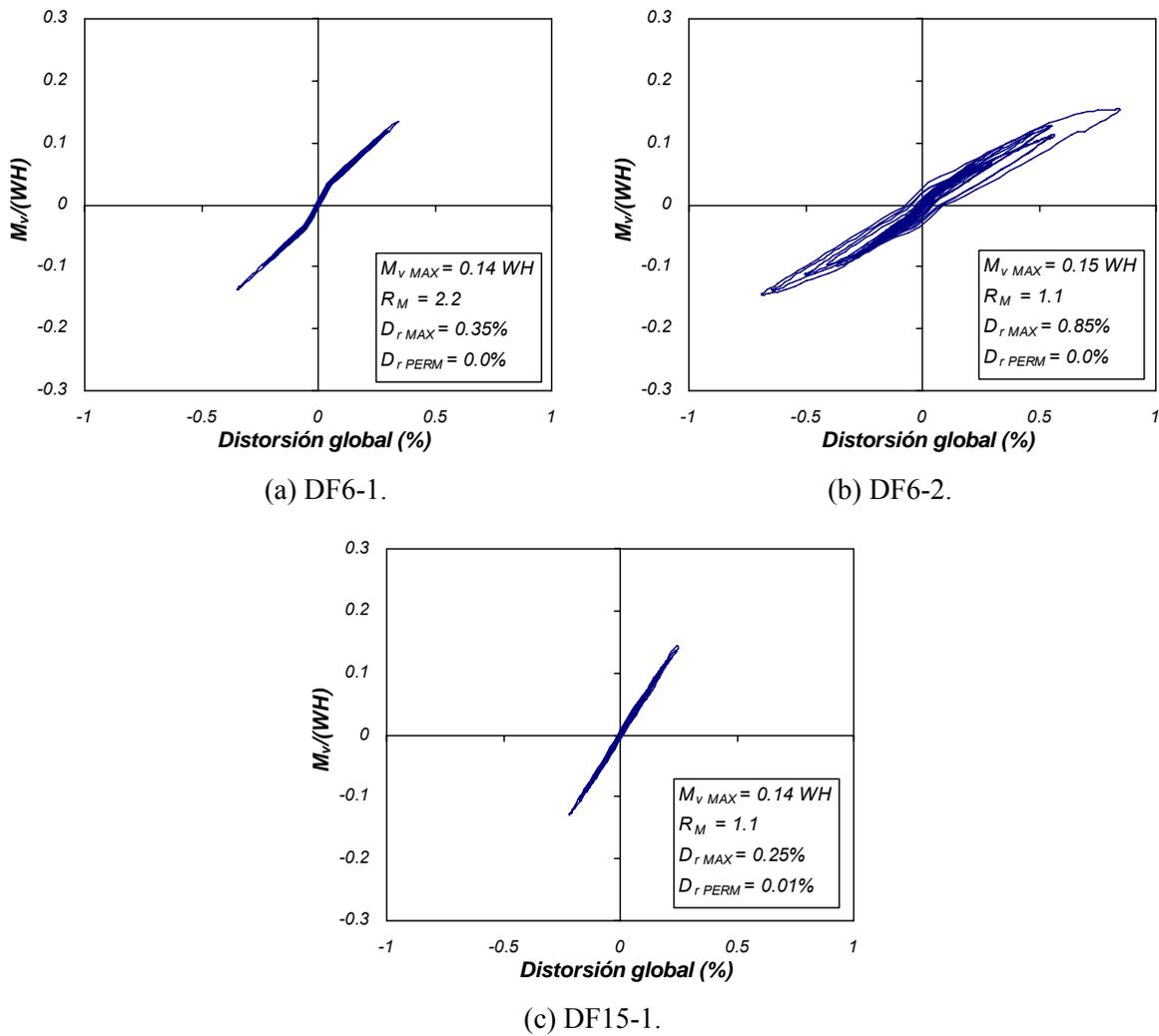


Figura 6.14 Análisis dinámico no lineal en el tiempo – edificios diseñados en suelo blando. Histéresis de momento de volteo total y distorsión global.

6.5 EVALUACIÓN DE RESULTADOS.

Aspectos importantes del desempeño sísmico a nivel global de los edificios estudiados pueden ser evaluados a partir de las magnitudes de los factores de reducción, R_M , y los factores de ductilidad máximos, calculado tanto a nivel global (μ_D) como a nivel local (μ_θ). Estos factores se presentan gráficamente en la Figura 6.15, con los factores de comportamiento Q empleados en cada edificio. Se observa una relación directa entre los valores de Q y R_M de los edificios que presentaron un comportamiento inelástico importante. En los edificios diseñados en suelo firme considerando $M_w = 50\% M_{vt}$, los valores de R_M son del orden de 2.7, para el edificio con mayor resistencia lateral (diseñado con $Q=2$) y de 4.1 y 4.4 para los edificios con menor resistencia lateral (diseñados con $Q=4$). En los edificios diseñados en suelo firme considerando $M_w = 100\% M_{vt}$, los valores de R_M son del orden de 2.3, para el edificio con mayor resistencia lateral (diseñado con $Q=2$) y de 5.1 y 5.2 para los edificios con menor resistencia lateral (diseñados con $Q=4$).

La tendencia observada en estos edificios diseñados en suelo firme permite deducir que una mayor resistencia lateral del sistema estructural total implica un menor factor de reducción de la respuesta inelástica respecto de la respuesta elástica, pero la participación de los muros no tiene una incidencia relevante en este aspecto del desempeño sísmico. Esta tendencia no se observó en los edificios diseñados en suelo blando. Sin embargo, en todos los edificios que presentaron deformaciones inelásticas se observó una relación entre las ductilidades globales y locales máximas de aproximadamente 1 a 2. Dado que existe una relación entre una menor resistencia lateral de la estructura y una mayor demanda de ductilidad local en los elementos que la componen, este hecho se evidencia en los edificios analizados. Una mayor participación de los muros en el momento de volteo de diseño no garantiza necesariamente demandas de ductilidad local menores, en este caso el factor más importante en el nivel de resistencia lateral de la estructura en forma global.

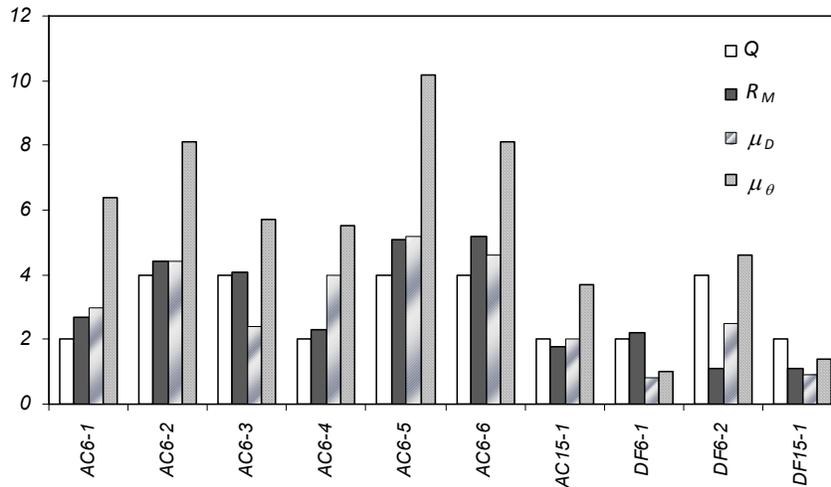


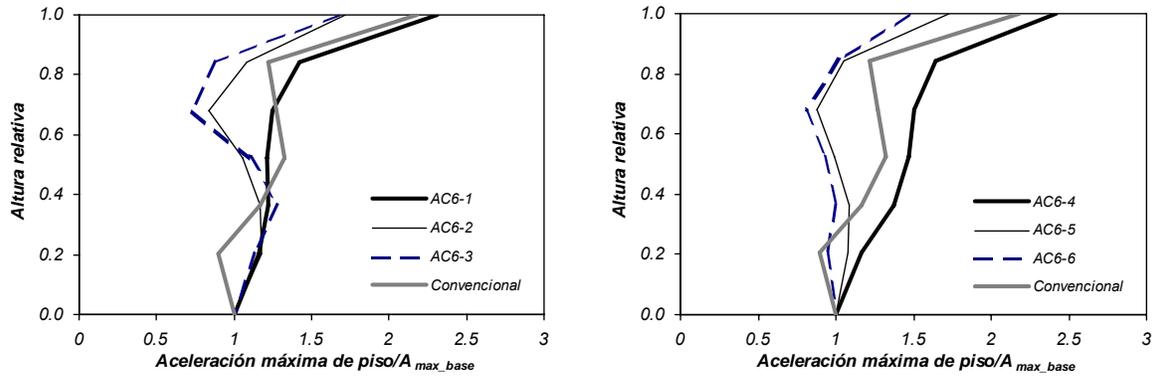
Figura 6.15. Factores de comportamiento, de reducción y ductilidad global y local máximas.

En términos de la sobrerresistencia máxima de la estructura, se observó una cierta tendencia a obtener mayores factores de sobrerresistencia a medida que aumenta la participación de los muros en el momento de volteo de diseño. En los edificios analizados, se obtuvieron factores de sobrerresistencia máximas superiores a 2, lo cual se encuentra dentro de órdenes de magnitud similares a los calculados en estructuras convencionales de concreto reforzado. Estos valores son congruentes con los obtenidos para las estructuras que formaron parte de la investigación experimental de este estudio. En el caso de los edificios analizados, no se presenta una incidencia relevante del nivel de resistencia lateral en la sobrerresistencia máxima.

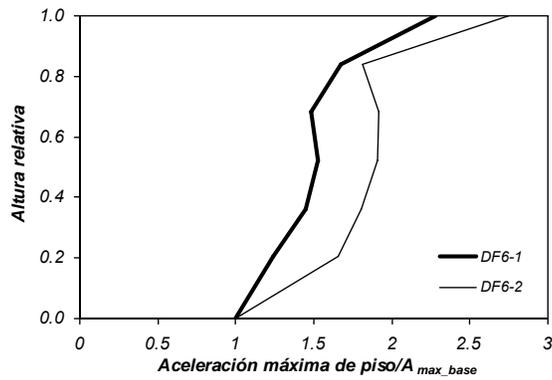
En la Figura 6.16 se presentan los perfiles de amplificación de aceleraciones de piso, definidas como el cociente de las aceleraciones absolutas máximas de piso divididas entre la aceleración máxima de la base, en función de la altura relativa del edificio, obtenidos como resultado de los análisis dinámicos no lineales de los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme (Figura 6.16a), de los de 6 pisos diseñados en suelo blando (Figura 6.16b) y de los edificios de 15 pisos (Figura 6.16c). Por comparación se incluyeron en las Figuras 6.16a y 6.16c, en línea gris gruesa, los perfiles correspondientes a edificios de 6 y 15 pisos, respectivamente, diseñados con muros convencionales (empotrados en la base) de concreto reforzado, con la misma geometría general y similares cargas de diseño, presentado por Sánchez (2008) y diseñados para una distorsión lateral de entrepiso de 0.012 y considerando $Q=2$. En esta solución estructural, los muros del edificio de 6 pisos tenían una sección transversal de 0.30m x 4.00m, las vigas y las columnas tenían una sección transversal de 0.30m x 0.60m y 0.60m x 0.60m, respectivamente; respecto al edificio de 15 pisos, los muros tenían una sección transversal de 0.40m x 7.50m, las vigas y las columnas tenían una sección transversal de 0.40m x 1.00m y 1.00m x 1.00m, respectivamente.

En la Figura 6.17 se presentan los perfiles de desplazamientos relativos de piso, en términos del cociente de los desplazamientos relativos máximos de piso divididos entre la altura total del edificio, en función de la altura relativa del edificio, obtenidos como resultado de los análisis dinámicos no lineales de los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme (Figura 6.17a), de los de 6 pisos diseñados en suelo blando (Figura 6.17b) y de los edificios de 15 pisos (Figura 6.17c). En las Figuras 6.17a y 6.17c se incluyeron, en línea gris gruesa, los perfiles correspondientes a los edificios de 6 y 15 pisos, respectivamente, diseñados con muros convencionales (empotrados en la base) de concreto reforzado, cuyas características fueron descritas en un párrafo anterior. En los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme, aquellos diseñados con una resistencia lateral menor ($Q=4$) y una sobrerresistencia mayor (por mayor presencia de muros, como el caso de los edificios AC6-5 y AC6-6) presentaron desplazamientos laterales mayores que aquellos diseñados con mayor resistencia lateral ($Q=2$), que presentaron desplazamientos laterales comparables con los del edificio convencional (diseñado con un factor Q igual a 2).

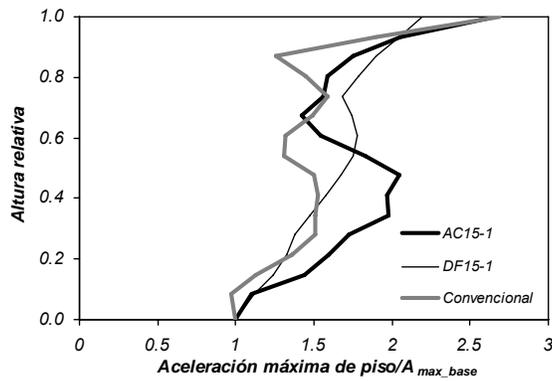
En general, los edificios diseñados presentan distorsiones de entrepiso dentro de los límites de distorsión establecidos en el diseño, entre 0.006 y 0.012. Por otro lado, es notable apreciar la forma lineal de las envolventes de desplazamiento de los sistemas muro-marco autocentrados, en especial en los casos de los edificios de 15 pisos. Esto confirma la observación realizada en la etapa experimental de este estudio, en el sentido de igualar la distorsión de entrepiso con la distorsión global del edificio, para el caso de sistemas muro-marco con muros autocentrados.



(a) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.

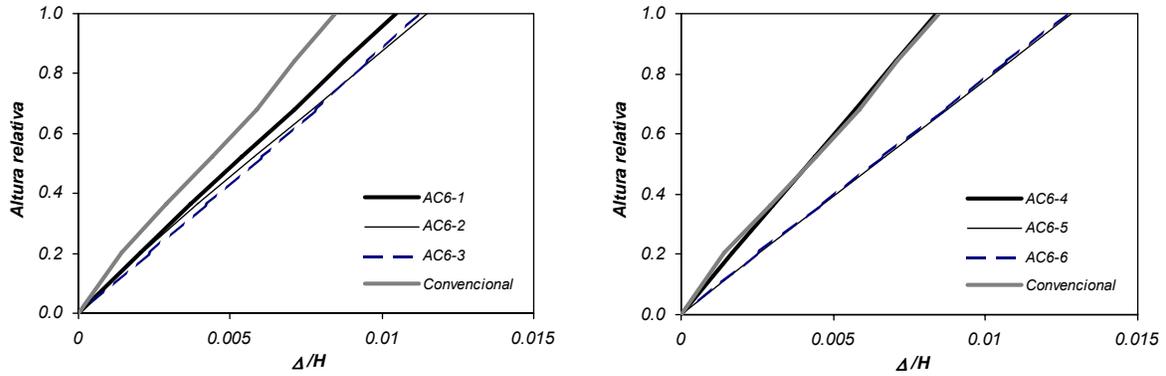


(b) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo blando.

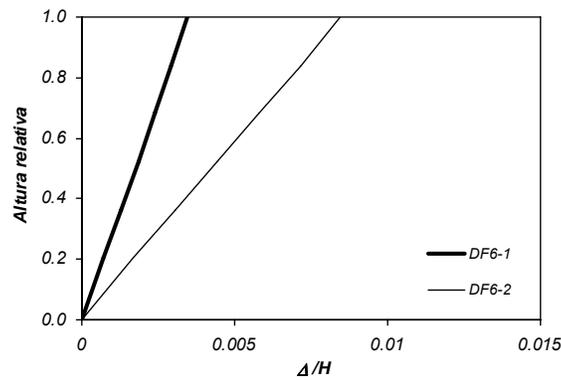


(c) Edificios de 15 pisos.

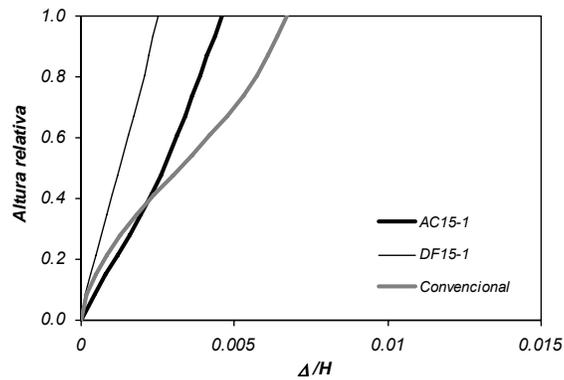
Figura 6.16. Amplificación de aceleraciones máximas de piso.



(a) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.



(b) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo blando.

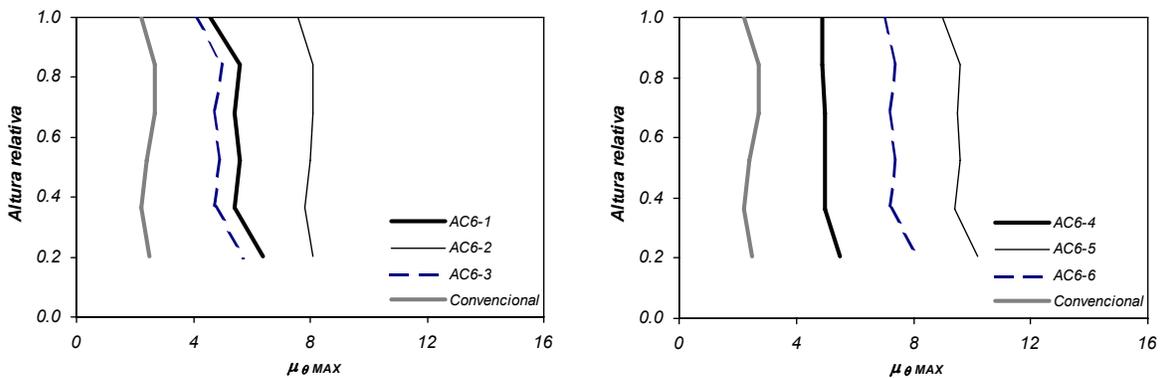


(c) Edificios de 15 pisos.

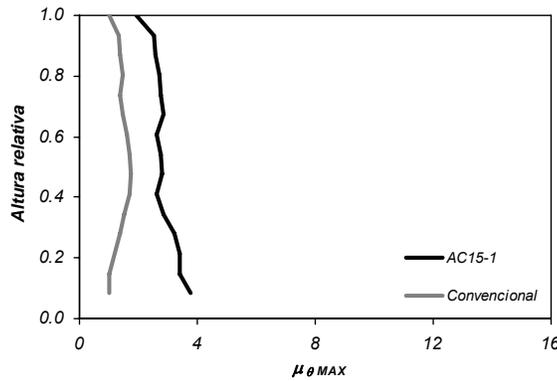
Figura 6.17. Envoltura de desplazamientos relativos de piso.

Los perfiles de ductilidades locales máximas en vigas en función de la altura relativa se presentan en la Figura 6.18, obtenidos como resultado de los análisis dinámicos no lineales de los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme (Figura 6.18a) y de los edificios de 15 pisos diseñados en suelo firme (Figura 6.18b). En ambos casos, se incluyen en línea gris gruesa los perfiles correspondientes a los edificios diseñados con muros convencionales.

En general, los edificios con sistemas muro-marco autocentrados presentaron vigas con demandas de ductilidad local máxima mayores que las vigas de los edificios con sistema muro-marco convencional. En el caso de los edificios de 6 pisos, en aquellos con muros autocentrados se calcularon demandas de ductilidad local máximas del orden de 6.0, mientras que en el edificio con muros convencionales se calcularon demandas de ductilidad local máximas del orden de 2.7. En el caso de los edificios de 15 pisos, en aquél con muros autocentrados se calcularon demandas de ductilidad local máximas del orden de 3.7 y en el edificio con muros convencionales se calcularon estas demandas de ductilidad local máximas del orden de 1.8. Las mayores ductilidades obtenidas en las vigas están asociadas principalmente a la longitud de las vigas. En los edificios autocentrados, la longitud de las vigas adyacentes a los muros es menor que la de las vigas de los edificios convencionales empleados en la comparación, por lo que las curvaturas en el intervalo de comportamiento inelástico resultaron mayores en el sistema evaluado.



(a) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.



(b) Edificios de 15 pisos diseñados en suelo firme.

Figura 6.18. Ductilidades máximas en vigas.

En la Figura 6.19 se muestran los perfiles de ductilidad local máxima en las columnas con respecto a la altura relativa, para los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme. En general, las columnas presentan una ductilidad baja y prácticamente permanecen en el intervalo de comportamiento elástico, tal como sucedería en un edificio con sistema dual convencional con bases empotradas. Solamente en los casos

de los edificios diseñados con un factor $Q=4$ se presentaría una ductilidad máxima del orden de 2.5 en la base de las columnas del primer nivel. En el caso de los edificios de 15 pisos y los de 6 pisos diseñados en suelo blando, no se presentaron demandas de ductilidad local mayores que la unidad.

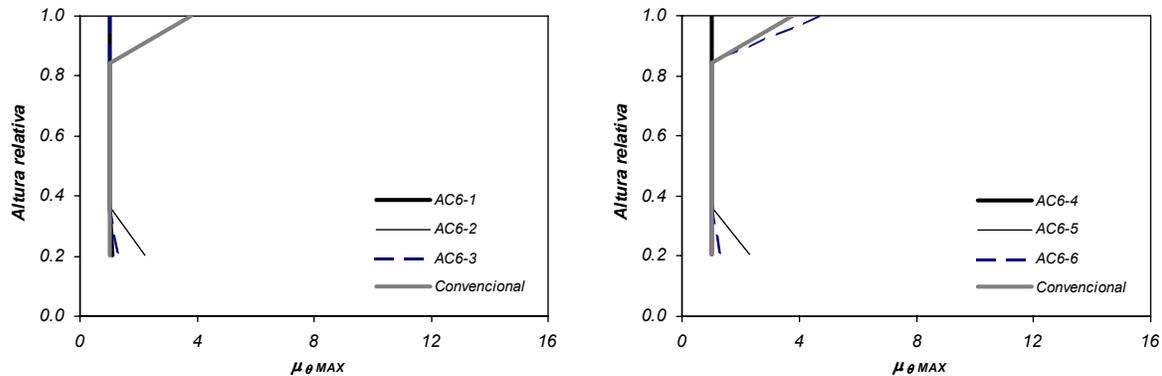
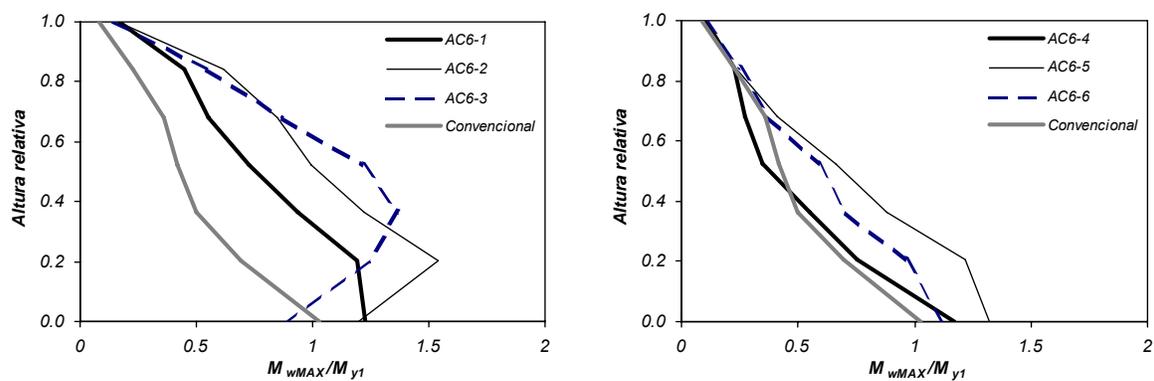


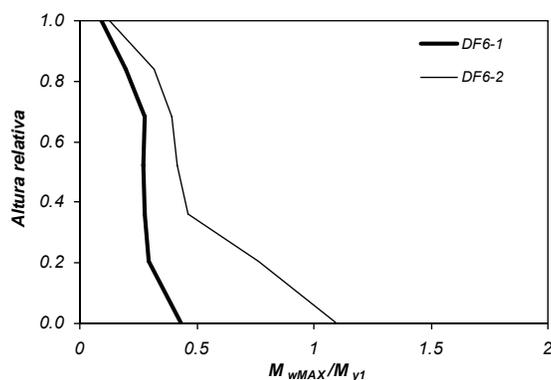
Figura 6.19. Ductilidades máximas en columnas. Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.

Un aspecto que fue evaluado en los análisis efectuados fue el de la distribución de los momentos máximos en los muros en cada nivel de los edificios. En la Figura 6.20 se presenta la distribución en altura de los momentos flectores máximos en los muros, normalizados respecto al momento de fluencia en la base del muro, M_{y1} , obtenidos como resultado de los análisis dinámicos no lineales de los edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme (Figura 6.20a), los edificios de 6 pisos diseñados en suelo blando (Figura 6.20b) y los edificios de 15 pisos (Figura 6.20c). Como en las figuras anteriores, se presenta el perfil correspondiente al muro de los edificios con muros convencionales diseñados en suelo firme, con fines de comparación. Los momentos de fluencia en la base de los muros autocentrados fueron obtenidos considerando el criterio de fluencia en el dissipador más tensionado, en tanto que los momentos de fluencia en la base de los muros convencionales fueron obtenidos considerando el momento de fluencia de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de la sección transversal de la base del muro convencional, empleado en los modelos analíticos.

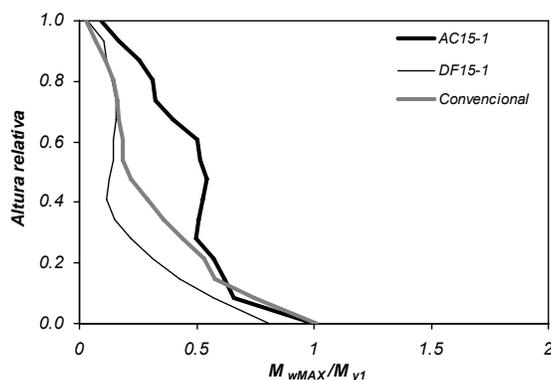
En la Figura 6.20a, las líneas delgadas y las líneas discontinuas representan los resultados obtenidos en los edificios diseñados con una resistencia lateral menor ($Q=4$). En algunos niveles de estos edificios, los momentos en los muros excedieron el valor del momento de fluencia de la base de los muros. Esta situación provocaría que los muros no se comporten como un cuerpo rígido que rota en la base para que funcione el sistema de autocentrado de manera correcta, asimismo se perdería la compatibilidad de desplazamientos que permite el incremento de la fuerza de postensado y se reduciría su capacidad de autocentrado. Por ello, no sería recomendable el empleo del factor $Q=4$ para el diseño de este tipo de sistema estructural. En los muros de los edificios diseñados con $Q=2$, cuyas envolventes son mostradas en línea continua, se observa una distribución decreciente en altura, concordante con lo que se presenta en el muro del edificio empotrado en la base.



(a) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.



(b) Edificios de 6 pisos diseñados en suelo blando.

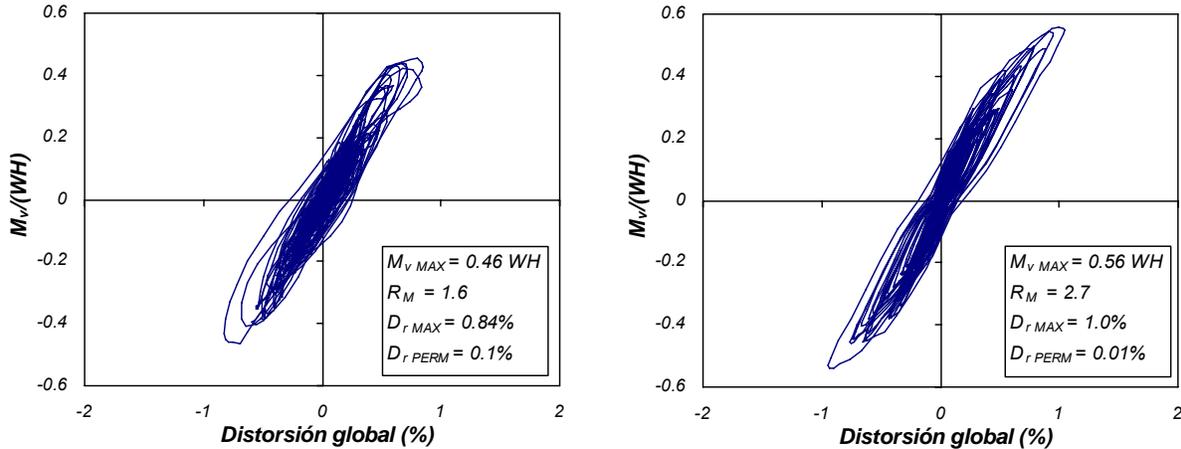


(c) Edificios de 15 pisos.

Figura 6.20. Envoltura de momentos máximos normalizados en muros.

Con fines de comparación, en las Figuras 6.21 y 6.22 se muestran los diagramas de histéresis del momento de volteo y distorsión lateral de edificios diseñados en suelo firme, de 6 y 15 pisos, respectivamente, con el sistema muro-marco convencional y con el sistema muro-marco autocentrado. El edificio de 6 pisos autocentrado es el AC6-1, que tiene el mismo factor de comportamiento Q empleado en el diseño del edificio convencional presentado. En ambas figuras, se observa que los niveles de magnitud de las distorsiones globales máximas son aproximadamente semejantes (en el caso

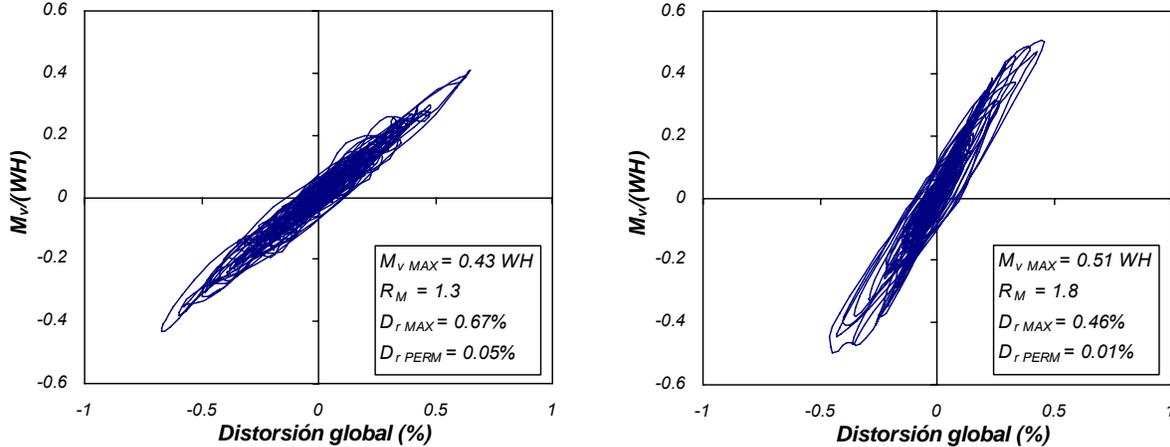
de los edificios de 6 pisos, entre 0.84% y 1.00%, y en el caso de los edificios de 15 pisos, entre 0.67% y 0.46%), pero en los edificios con muros autocentrados la distorsión global permanente es mínima, menor que 0.01%, cuando en los edificios con muros convencionales la distorsión global permanente es de 0.1% en el edificio de 6 pisos y 0.05% en el edificio de 15 pisos. Esta es una característica de los sistemas autocentrados que en el caso de los sistemas estructurales muro-marco autocentrados puede ser aprovechada para reducir las reparaciones en la etapa post-sismo.



(a) Sistema con muros convencionales.

(b) Sistema con muros autocentrados.

Figura 6.21. Comparación de histéresis de momento de volteo versus distorsión global. Edificios de 6 pisos diseñados en suelo firme.



(a) Sistema con muros convencionales.

(b) Sistema con muros autocentrados.

Figura 6.22. Comparación de histéresis de momento de volteo versus distorsión global. Edificios de 15 pisos diseñados en suelo firme.

Sin embargo, en los sistemas con muros autocentrados los volúmenes de muros son mayores que en el caso de los sistemas con muros convencionales, para obtener un nivel de participación de los muros similar en ambos sistemas, como es el caso de los ejemplos presentados. El procedimiento de diseño de un muro autocentrado es diferente al de un muro convencional y los criterios de diseño para un muro autocentrado, que implican evitar el aplastamiento del concreto y la inestabilidad geométrica de la zona

en compresión del muro, conducen a que las dimensiones de un muro autocentrado sean mayores que las de un muro convencional.

Por ejemplo, en el caso de los edificios de 6 pisos en suelo firme presentados en este estudio, la solución convencional implica el empleo de dos muros de 0.30 x 4.00m en cada dirección, mientras que en la solución con autocentrado implica el empleo de dos muros de 0.40 x 7.50m en cada dirección. En el caso de los edificios de 15 pisos en suelo firme, la solución convencional implica el empleo de dos muros de 0.40 x 7.50m en cada dirección, mientras que en la solución con autocentrado implica el empleo de cuatro muros de 1.30 x 6.50m. Pero este aspecto del problema, que es de orden económico, no forma parte de los alcances del presente estudio, y debería ser estudiado tomando en consideración los contenidos de la edificación, que en ciertos casos representan un costo mayor que el de la propia estructura. En la evaluación del proyecto específico de un edificio, que contemple las alternativas de una solución convencional y otra con el sistema autocentrado, se sugiere tomar en cuenta el costo inicial de un edificio y el costo esperado de los daños por los sismos sucesivos que ocurran en el tiempo de vida útil del edificio, para la selección de la alternativa de proyecto más conveniente.

CAPÍTULO 7

PROPUESTA DE ESPÉCIMEN PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

7.1 INTRODUCCIÓN.

El aislamiento sísmico es un concepto de diseño basado en la premisa de que una estructura puede ser separada del movimiento fuerte del terreno causado por un sismo, de manera tal que, mediante esa separación o aislamiento, la magnitud de la respuesta estructural puede ser reducida significativamente en comparación con la magnitud de la respuesta que ocurriría en una estructura convencional con la base fijada en el terreno.

El sistema de aislamiento está definido como el conjunto de elementos estructurales que incluyen los aisladores particulares, los elementos estructurales que transfieren la fuerza entre los elementos del sistema de aislamiento y todas las conexiones a los demás elementos estructurales; además, incluye el sistema de restricción a la acción eólica, los dispositivos de disipación de energía y el sistema de restricción de desplazamientos, en caso que estos elementos y dispositivos sean usados para satisfacer los requerimientos de diseño (FEMA, 2006). El sistema de aislamiento debe cumplir las condiciones siguientes:

- a) Permanecer estable en caso que sucedan los desplazamientos máximos por sismo.
- b) Proveer una resistencia que pueda aumentar en caso que aumenten los desplazamientos del terreno.
- c) Presentar una degradación limitada ante ciclos repetidos de carga sísmica.
- d) Tener propiedades ingenieriles (rigidez y amortiguamiento efectivos) claramente establecidas y recuperables en el tiempo.

Desde los primeros años de la década de 1980 hasta el presente, se ha producido una cantidad significativa de investigaciones, desarrollo tecnológico y aplicaciones prácticas. Numerosos países cuentan con normativas de diseño y construcción aplicables a diversos sistemas de aislamiento sísmico (Higashino y Okamoto, 2006). Aunque existe un bagaje apreciable de conocimientos al respecto, no se tienen casos relevantes en la práctica del diseño estructural en México, lo cual limita el campo de aplicaciones posibles en la ingeniería práctica.

El propósito de esta parte del proyecto doctoral es proponer un espécimen de ensaye con un sistema de aislamiento en la base para el estudio del comportamiento de una estructura de este tipo. Con este objetivo, se propone el empleo del marco metálico con fusibles que formó parte de los especímenes A1 y A2, con la inclusión de otros fusibles nuevos que reemplazarán a los usados en los ensayos anteriores. Se propone que este marco con aislamiento sísmico sea ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM para revisar, a partir de los resultados obtenidos, algunos aspectos que no están definidos claramente en los procedimientos actuales de diseño sísmico de estos sistemas estructurales. En ese sentido, las secciones siguientes están referidas específicamente al espécimen de ensaye y los

aspectos de diseño a revisar. La normativa de referencia ha sido el capítulo 17 sobre requerimientos de diseño sísmico para estructuras con aislamiento sísmico del documento ASCE 7-05 (*Minimum design loads for buildings and other structures*).

Se propone el empleo de aisladores del tipo elastomérico reforzado con platinas de acero y núcleo central de plomo (*lead rubber bearings*). Las condiciones supuestas para el diseño del espécimen son las mismas que se usaron para el diseño de un espécimen ensayado en un trabajo anterior (Blandón, 2006). Debido a que se usará el marco metálico con fusibles empleado en anteriores ensayos (Figura 7.1), el diseño consistirá en el dimensionado de los fusibles nuevos y los aisladores de la base, así como sus placas de apoyo para su conexión con la base de las columnas del marco.

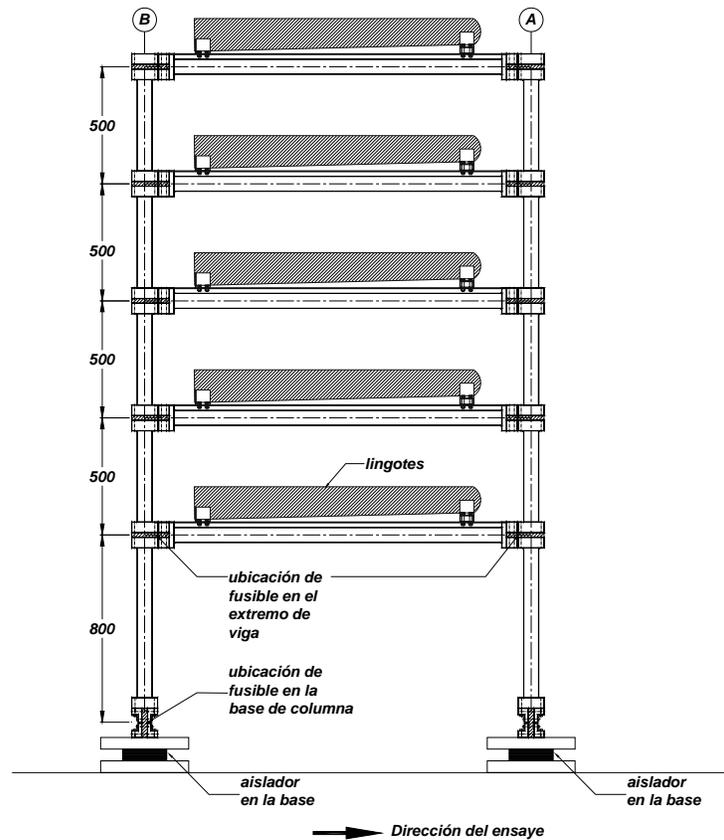


Figura 7.1. Elevación del espécimen con aislamiento sísmico en la base.

7.2 DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN.

Un espécimen constituido por un marco metálico con fusibles, denominado EM2, fue ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Blandón, 2006). Las características geométricas del marco están resumidas en la sección 3.1 de este trabajo. El número de lingotes que aportan la masa sísmica es el mismo (6 en cada nivel) que el empleado en los especímenes A1 y A2. El diseño de los fusibles del marco se realizó con el espectro de diseño del Estado de Guerrero, con un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4 y un límite de distorsión de entrepiso de 0.012. El acero usado en la fabricación de los fusibles fue A-36, que presentó un esfuerzo de fluencia de 300.2 MPa

(3060 kg/cm²) y un esfuerzo de rotura de 527.8 MPa (5380 kg/cm²). La ubicación y los espesores de los fusibles se muestran en la Figura 7.2. El peso total del espécimen fue estimado en 66.4 kN. Con base en los resultados experimentales de un ensaye en mesa vibradora con un sismo de baja intensidad, se obtuvieron valores de amortiguamiento crítico de 2% para el primer y segundo modos de vibración y 3% para el tercer modo (Blandón, 2006). Esta estructura fue analizada mediante un modelo matemático preparado en el programa *Ruaumoko*, con las propiedades de los fusibles calculadas según lo descrito en la sección 3.2 de este estudio. En este caso, considerando las características del acero empleado, la inercia efectiva se consideró igual a 25% de la inercia bruta.

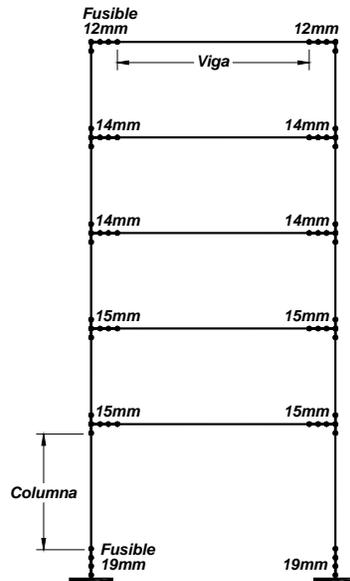


Figura 7.2. Ubicación y espesores de fusibles en el espécimen EM2 (Blandón, 2006).

El sismo empleado para el análisis dinámico no lineal fue el registro de Lolloe, componente EO, cuyas características han sido resumidas en la sección 3.3. Con base en el análisis dinámico no lineal con el registro mencionado se calculó el factor de reducción, R_M (ver Ecuación 3.15). Este parámetro es equivalente al parámetro Q' del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo del DF (NTCS, 2004), y el cociente S_a/R_M representa un estimado del nivel de resistencia de la estructura, donde S_a es el valor espectral de aceleración absoluta obtenido considerando el periodo de la estructura con base fija, T_F , igual a 0.45s, y el porcentaje de amortiguamiento crítico estructural igual a 2%. Los valores de S_a y R_M fueron estimados en 1.80 y 2.84, respectivamente, por lo que el cociente S_a/R_M fue igual a 0.63. Este parámetro es importante en el momento de valuar la reducción del coeficiente sísmico para el diseño de la estructura con base aislada. Cabe mencionar que el coeficiente de diseño para la estructura EM2 con base fija fue igual a 0.22, considerando un factor de comportamiento de 4.

7.3 CARACTERÍSTICAS DEL AISLADOR SÍSMICO.

En el espécimen de ensaye se propone el empleo de aisladores del tipo elastomérico reforzado con platinas de acero y núcleo central de plomo. Debido al peso relativamente pequeño del espécimen miniatura de ensaye (en comparación con el peso de una estructura real), los aisladores elastoméricos

deben tener una rigidez baja, por lo que sus dimensiones en planta resultaron menores que los empleados usualmente en el mercado. Asimismo, por estas consideraciones, se determinó emplear el espectro de aceleraciones del sismo de Llolleo como el espectro de diseño para el espécimen y no considerar efectos de torsión en los cálculos del desplazamiento lateral de diseño para los aisladores.

Un estimado inicial de la rigidez de los aisladores, K_{obj} , se obtiene considerando como primera aproximación un periodo objetivo de la estructura como un sistema de 1 grado de libertad, T_{obj} , por lo que la rigidez se valúa con la expresión:

$$K_{obj} = \frac{W_e + W_a}{g} \left(\frac{2 \pi}{T_{obj}} \right)^2 \quad (7.1)$$

Donde W_e es el peso de la estructura sobre el aislador y W_a es el peso de los aisladores y los elementos auxiliares. Con esta expresión y considerando un periodo T_{obj} igual a 1.0s, se calculó una rigidez para cada aislador de aproximadamente 75.2 kN/m. Valores mayores del periodo conducían a rigideces muy bajas, que requerían una altura de los aisladores de una magnitud tal que comprometía la estabilidad lateral de este elemento.

Otra técnica aproximada para el dimensionado de los aisladores es el análisis dinámico del sistema de estructura aislada con un modelo simplificado de dos grados de libertad (Figura 7.3), en el cual se realiza un análisis modal espectral, con el espectro del sismo de Llolleo, para el amortiguamiento efectivo del sistema total.

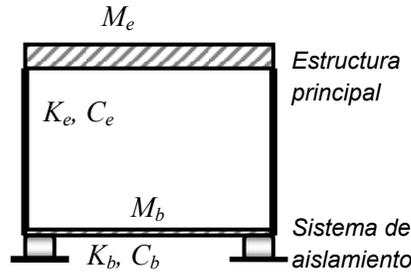


Figura 7.3. Modelo de análisis de una estructura aislada como un sistema de 2 grados de libertad.

En el análisis modal, es posible obtener una expresión para estimar el amortiguamiento del modo fundamental de vibración, que correspondería a la estructura aislada.

$$\xi_1 = \frac{1}{2 \omega_1} \frac{[X_1]^T [C_t] [X_1]}{[X_1]^T [M_t] [X_1]} \quad (7.2)$$

$$[C_t] = \begin{pmatrix} C_e + C_b & -C_e \\ -C_e & C_e \end{pmatrix} \quad [M_t] = \begin{pmatrix} M_b & 0 \\ 0 & M_e \end{pmatrix} \quad (7.3)$$

$$C_e = 2 M_e \xi_f \sqrt{\frac{K_e}{M_e}} \quad C_b = 2 (M_e + M_b) \xi_b \sqrt{\frac{K_b}{M_e + M_b}} \quad (7.4)$$

Donde ω_1 es la frecuencia fundamental del sistema total, $[X_1]$ es el vector con la forma de vibración del primer modo, $[C_1]$ es la matriz de amortiguamiento del sistema y $[M_1]$ es la matriz de masas del sistema, C_e y C_b son los coeficientes de amortiguamiento equivalentes en la estructura y los aisladores, respectivamente, ξ_f es el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura fija y ξ_b es el porcentaje de amortiguamiento crítico de los aisladores.

El valor de ξ_b es relativamente fácil de estimar, a través de un proceso de diseño o información del fabricante de los aisladores, mientras que ξ_f es un parámetro generalmente supuesto sin mayor fundamento.

En diversos ensayos de estructuras se han reportado valores relativamente bajos de los porcentajes de amortiguamiento crítico para las estructuras en el intervalo de comportamiento elástico (Panagiotou, 2008; Moaveni *et al*, 2011), en el cual se espera se encuentren las estructuras sobre los aisladores sísmicos. En el caso del espécimen de ensayo propuesto, se consideró que el porcentaje de amortiguamiento crítico ξ_f para el sistema de marcos empleado era igual a 2%. Este aspecto del comportamiento estructural es uno de los que se propone estudiar con el espécimen proyectado.

Luego de estudiar diferentes alternativas de aisladores con elastómero reforzado, dentro de las que se consideraron aisladores sin núcleo de plomo (de bajo amortiguamiento), se definió la alternativa de un aislador elastomérico con núcleo de plomo (de alto amortiguamiento).

La respuesta de un aislador elastomérico de alto amortiguamiento se modela con una aproximación bilineal, en la cual el porcentaje de amortiguamiento crítico, ξ_b , depende de la magnitud del desplazamiento lateral alcanzado por el aislador. La Figura 7.4 muestra la aproximación bilineal de la curva fuerza-desplazamiento lateral de un aislador de este tipo, que presenta el punto de fluencia (D_y, F_y) y el punto extremo (D, F) de la curva bilineal, para el cual se calculan la rigidez efectiva, k_{eff} , y el porcentaje de amortiguamiento efectivo, ξ_b , con las expresiones siguientes:

$$k_{eff} = \frac{F}{D} \quad (7.5)$$

$$\xi_b = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \frac{2(D F_y - F D_y)}{\pi F D} \quad (7.6)$$

Donde E_D es la energía disipada en un ciclo de respuesta a un desplazamiento lateral D y E_S es la energía de deformación máxima en el aislador para la misma magnitud de desplazamiento lateral.

En la Figura 7.4, k_o es la rigidez inicial y k_d es la rigidez post-fluencia, calculados con las expresiones:

$$k_d = \frac{G A_b}{H_r} \quad (7.7)$$

$$k_o \approx 10 k_d \quad (7.8)$$

Donde G es el módulo de corte del neopreno empleado en el aislador, A_b es el área de la sección transversal neta de neopreno y H_r es la altura total de neopreno del aislador. La rigidez inicial suele considerarse como un múltiplo de la rigidez post-fluencia (Naeim y Kelly, 1999), por lo que la relación mostrada en la Ecuación 7.8 fue supuesta entre un intervalo recomendado de 6.5 a 10, basado en

reportes previos (NCh2745, 2003). Esta relación se define de manera precisa con base en resultados experimentales de especímenes de aisladores específicos. La fuerza de fluencia F_y del aislador está gobernada por el núcleo de plomo, se calcula con la expresión:

$$F_y = A_L \sigma_{yL} \quad (7.9)$$

Donde A_L es el área de la sección transversal del núcleo de plomo y σ_{yL} es el esfuerzo de fluencia del plomo empleado en el aislador. El desplazamiento de fluencia D_y se calcula con la ecuación:

$$D_y = \frac{F_y}{k_o} \quad (7.10)$$

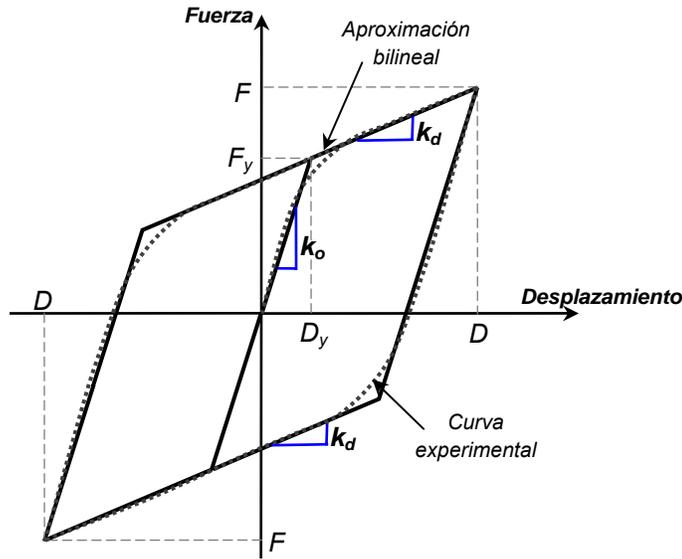


Figura 7.4. Aproximación bilineal de la curva fuerza-desplazamiento del aislador.

Con los resultados del análisis dinámico modal del sistema simplificado se definieron las dimensiones del aislador y su posterior diseño, considerando como materiales el neopreno con un módulo de corte de 0.38 MPa, el plomo con un esfuerzo de fluencia igual a 10 MPa y el acero de las platinas de refuerzo de tipo ASTM A-50 (esfuerzo de fluencia igual a 345 MPa). El porcentaje de amortiguamiento crítico considerado en el dimensionado de los aisladores, ξ_b , fue igual a 20%, asociado a un desplazamiento lateral máximo calculado D igual a 95mm y calculado con la Ecuación (7.6), empleando los parámetros $F_y = 3.14$ kN, $D_y = 5.6$ mm, $F = 8.15$ kN, $k_o = 560.93$ kN, calculados con las dimensiones y las propiedades mecánicas definidas para el aislador.

Se realizó un proceso iterativo para definir las dimensiones adecuadas de los aisladores, con el modelo simplificado de dos grados de libertad, que tomó en cuenta las limitaciones en las dimensiones de los aisladores debido al peso relativamente pequeño del espécimen. Este proceso permitió definir para el espécimen con aisladores el periodo de la estructura aislada, T_A , igual a 0.98s, y el porcentaje de amortiguamiento crítico del modo fundamental de vibración de la estructura aislada, ξ_I , igual a 15%, calculado con la Ecuación (7.2). Los esquemas de elevación y planta del aislador diseñado se presentan en la Figura 7.5. El detalle de refuerzo del aislador se muestra en la Figura 7.6. Los aisladores fueron fabricados y donados por la empresa ALGA S.p.A., de Milán, Italia.

Los resultados del análisis modal permitieron la obtención de la fuerza cortante máxima en el sistema de aislamiento, V_b , así como la fuerza cortante de diseño para la estructura principal, V_s , que se valúan con las expresiones:

$$V_b = k_{D_{\max}} D_D \quad (7.11)$$

$$V_s = \frac{k_{D_{\max}} D_D}{R_I} \quad (7.12)$$

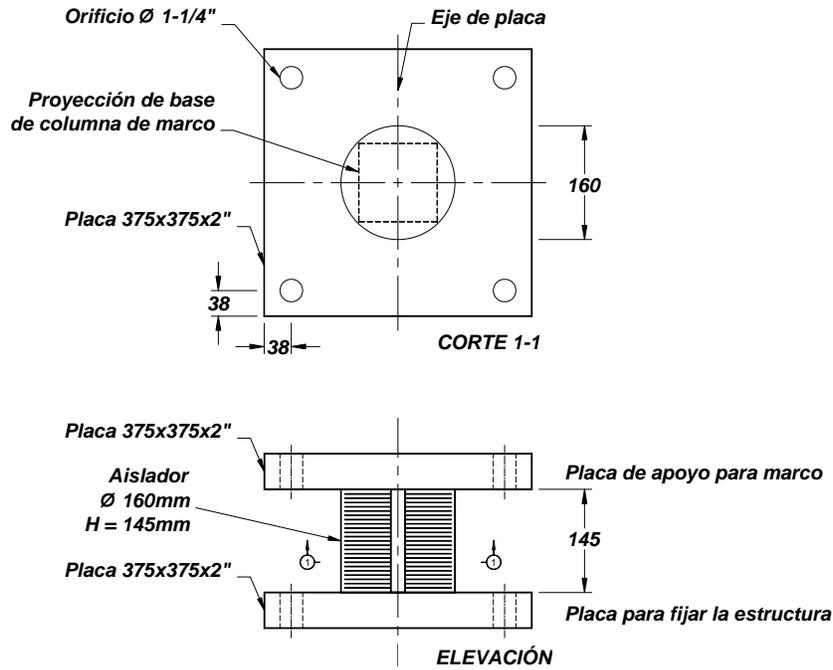


Figura 7.5. Elevación y corte del aislador sísmico.

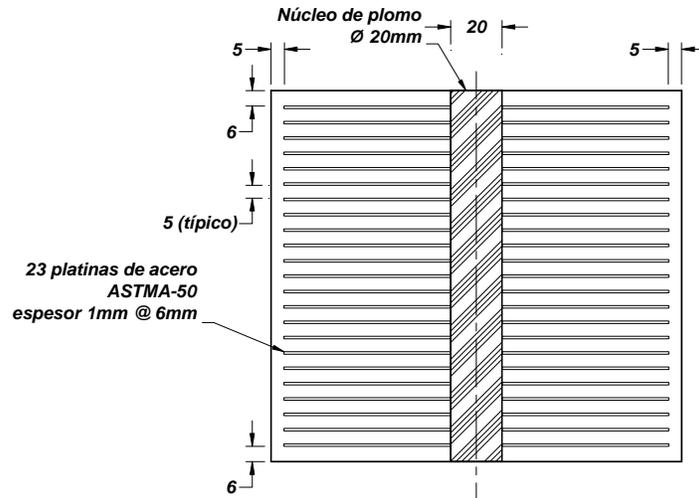
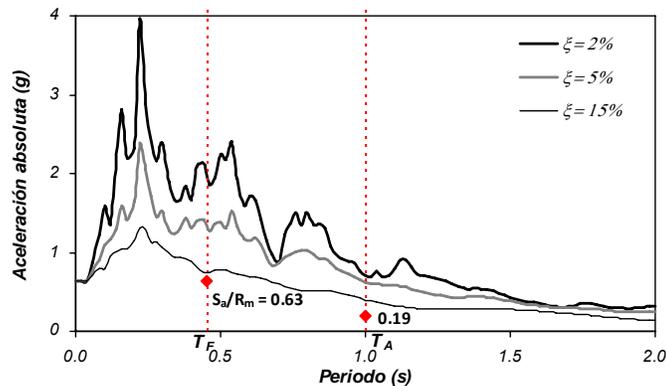


Figura 7.6. Detalle del diseño del aislador sísmico.

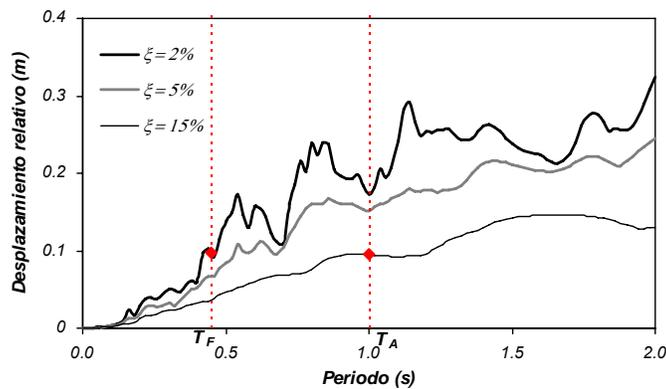
Donde $k_{D_{\max}}$ es la rigidez efectiva calculada con la ecuación (7.5) para el desplazamiento lateral de diseño, D_D . El factor de reducción R_I es un coeficiente que depende del sistema estructural. El ASCE 7-05 recomienda valores para R_I iguales a tres octavos del valor empleado para el factor de reducción

sísmica R , pero no mayores que 2. El objetivo de usar valores de R_I relativamente pequeños es mantener la estructura esencialmente elástica para el sismo de diseño, considerando la resistencia probable que puede alcanzar el sistema estructural. Para el caso del espécimen, se consideró el valor máximo de R_I , igual a 2, de acuerdo a los criterios de ASCE 7-05, debido a que el valor de $3/8 R$ fue igual a 3, considerando un valor de R igual a 8 para el marco de acero del espécimen. Con el valor de R_I , el coeficiente de diseño para los aisladores se valuó en 0.38 y para la estructura de marco se valuó en 0.19. El coeficiente para la estructura del marco con aislamiento es de un orden de magnitud cercano al empleado en el diseño del espécimen con marco fijo, que fue igual a 0.22 como se explicó en la sección 7.2, por lo que la distribución de los fusibles del marco aislado resultó igual a la del marco fijo. Se propone estudiar la magnitud del coeficiente R_I mediante los ensayos dinámicos en el espécimen.

En la Figura 7.7a se observa el efecto del alargamiento del periodo y del mayor amortiguamiento en el marco, desde el nivel de resistencia de 0.63 obtenido en la estructura con base fija (con periodo T_F igual a 0.45s) y comportamiento inelástico hasta el coeficiente de diseño de 0.19 estimado para la estructura con base aislada (con periodo T_A igual a 0.98s). A nivel de desplazamientos (Figura 7.7b) se observa que no hay variación apreciable, sin embargo, el desplazamiento mayor en el sistema con base aislada se producirá en los aisladores.



(a) Espectros de aceleración absoluta.



(b) Espectros de desplazamiento relativo.

Figura 7.7. Efecto del aislamiento sísmico en el nivel de resistencia y el desplazamiento.

7.4 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL ESPÉCIMEN CON BASE AISLADA.

El análisis dinámico no lineal del espécimen con base aislada, denominado AS-1, fue realizado con el programa de análisis *Ruaumoko* (Carr, 2003). Debido a la simetría del espécimen y a que es un sistema en el cual no se consideraron relevantes las acciones sísmicas perpendiculares al sentido del ensaye, se empleó un modelo bidimensional como se muestra en la Figura 7.8. Se concentró la masa en un nudo maestro de cada nivel y se ligaron los desplazamientos horizontales a dicho nudo para representar la acción de diafragma rígido. El modelo matemático tiene 136 nudos y 63 elementos, en las bases del marco fueron incluidos elementos tipo *spring* con histéresis de tipo bilineal inelástico para considerar los aisladores sísmicos elastoméricos. Los criterios para cada considerar cada elemento componente del marco se describen en la sección 3.2. Para la integración de la ecuación dinámica de equilibrio se empleó el método de aceleración constante de Newmark y un intervalo de integración de 0.0001s para lograr la convergencia en el cálculo de desplazamientos y aceleraciones.

Las propiedades de rigidez y resistencia de los fusibles para describir la regla de histéresis de Dodd-Restrepo (1995) en el programa *Ruaumoko*, se obtuvieron empleando las ecuaciones (3.4) a (3.12), de manera análoga a lo desarrollado para el espécimen A1. En el caso del espécimen AS-1 se empleó el 25% de la inercia bruta como la inercia efectiva. La Tabla 7.1 resume las propiedades de los fusibles empleados.

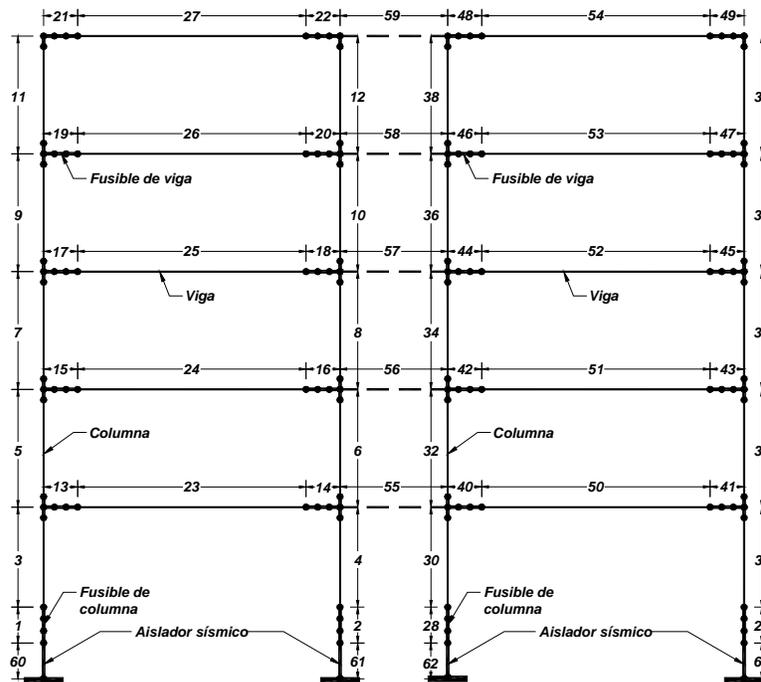


Figura 7.8. Modelo de análisis del marco con aislamiento sísmico.

Tabla 7.1. Espécimen AS-1. Propiedades de los fusibles.

Espesor del fusible (mm)	K_{θ} (kN-m/rad)	θ_{sh} (rad)	θ_u (rad)	M_p (kN-m)	M_u (kN-m)
12	155.4	0.0083	0.1417	1.19	2.09
14	246.7	0.0071	0.1214	1.62	2.84
15	303.5	0.0067	0.1133	1.86	3.27
19	616.8	0.0053	0.0895	2.98	5.24

Para modelar la rigidez traslacional de corte de los aisladores con el programa *Ruaumoko* se emplearon elementos tipo *spring* con histéresis elástico-bilineal (Figura 7.9). Se definieron las propiedades requeridas para el programa a partir de las características geométricas y los materiales, cuyos valores se muestran en la Tabla 7.2.

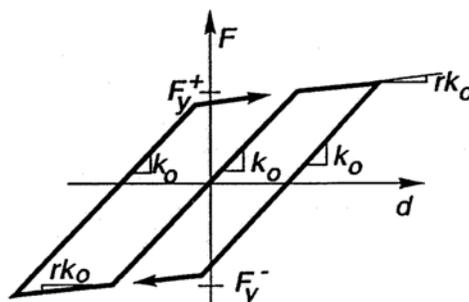
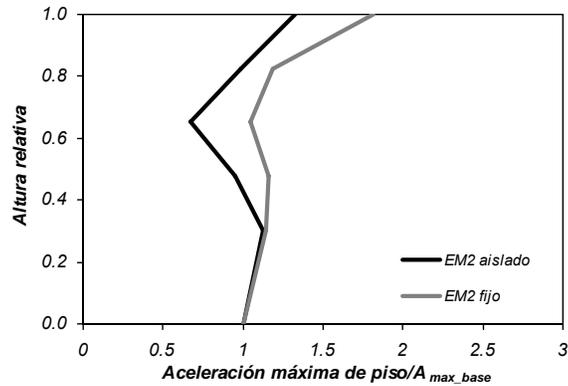


Figura 7.9. Modelo de histéresis bilineal inelástico (Carr, 2010).

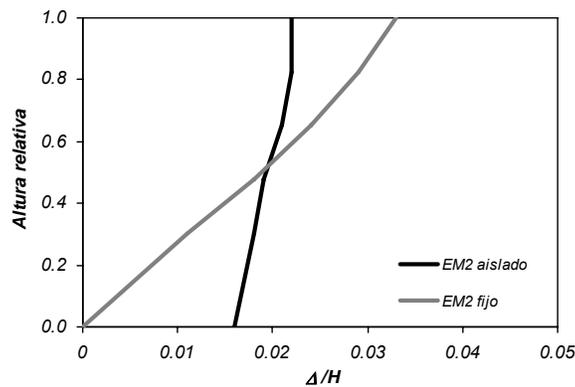
Tabla 7.2. Propiedades del aislador sísmico.

k_o (kN/m)	r	F_y (kN)
560.93	0.10	3.14

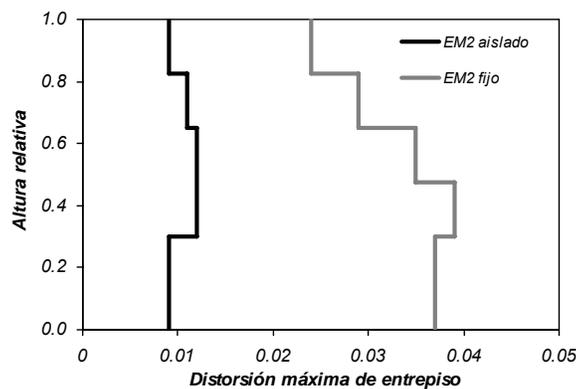
Con el objeto de observar la diferencia entre el comportamiento de la estructura con base fija y con base aislada se realizó el análisis dinámico no lineal con el mismo registro de aceleraciones con el modelo descrito pero sin aisladores y bases empotradas, denominado EM2 fijo. La comparación de las respuestas con el modelo con base aislada, denominado EM2 aislado, se presenta en la Figura 7.10, en términos de las envolventes de aceleraciones absolutas, desplazamientos relativos y distorsiones de entrepiso. La diferencia más notoria se presenta en los perfiles de distorsiones de entrepiso, donde en la estructura con base fija se obtuvo una distorsión máxima de 0.039 y en la estructura con base aislada se obtuvo 0.012.



(a) Perfil de aceleraciones absolutas.



(b) Perfil de desplazamientos relativos.



(c) Perfil de distorsiones de entrepiso.

Figura 7.10. Comparación de envolventes entre el sistema con base fija y el sistema con base aislada.

En la Figura 7.11 se muestran los ciclos de histéresis del cortante y el momento de volteo en la base de los dos sistemas analizados. En el sistema con base fija se observa claramente la disipación de energía en los ciclos de histéresis al incursionar en el intervalo inelástico, mientras que en el sistema con base aislada el comportamiento es prácticamente lineal y elástico, debido a que en este sistema la energía es disipada en los ciclos de histéresis de los aisladores sísmicos, como se muestra en la Figura 7.12. Para la

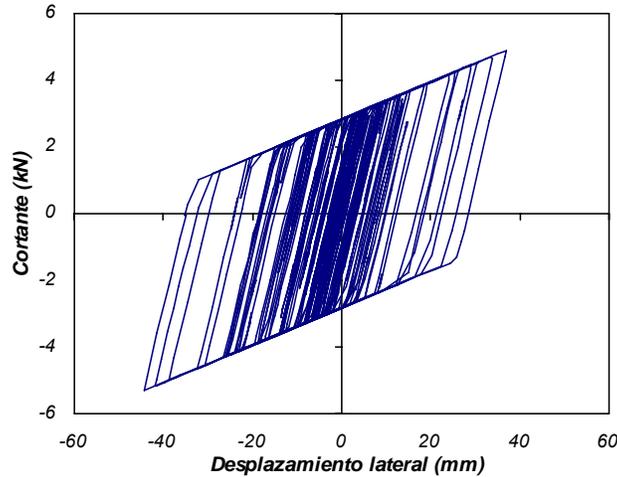
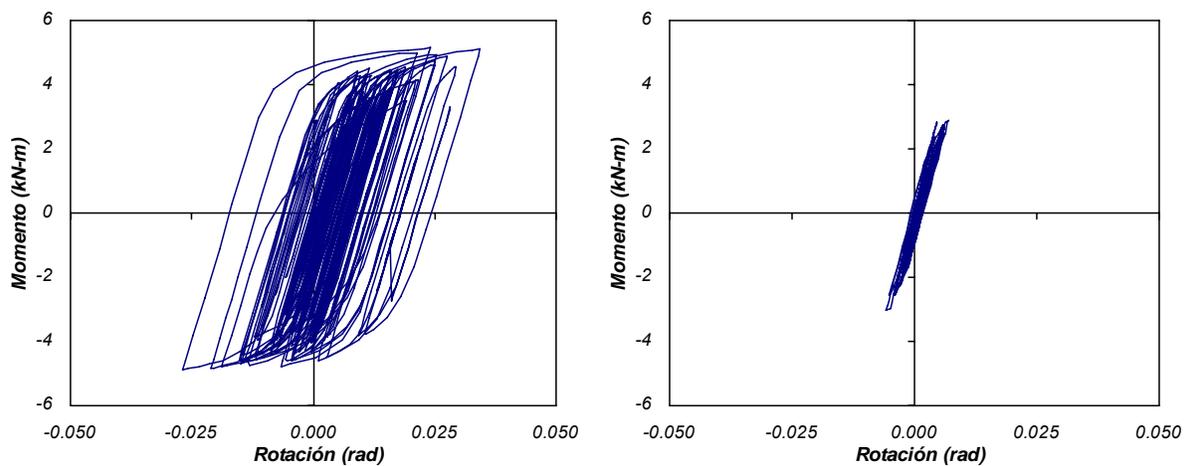


Figura 7.12. Comportamiento histerético en el aislador sísmico.

El comportamiento elástico de la estructura de marco sobre los aisladores se confirma con los gráficos de las Figuras 7.13 y 7.14, que muestran los ciclos de histéresis del momento versus rotación de los fusibles del marco, en particular los fusibles ubicados en la base de la columna del primer nivel (Figura 7.13) y en la viga del segundo nivel (Figura 7.14), donde se observaron las mayores rotaciones y distorsiones de entrepiso.

Por consiguiente, mediante el análisis dinámico no lineal de estos sistemas, se observó que la disipación de energía en el sistema con base fija se produce por ciclos de histéresis en las regiones críticas del marco, en tanto que en el sistema con base aislada la disipación de energía se produce por ciclos de histéresis en el sistema de aislamiento y por ello las solicitaciones en las regiones críticas del marco resultan reducidas. Se espera que el espécimen de ensaye muestre precisamente esas ventajas del aislamiento sísmico para el estudio de los factores indicados en los párrafos precedentes.



EM2 fijo

EM2 aislado

Figura 7.13. Comportamiento histerético en fusibles de columna del marco.

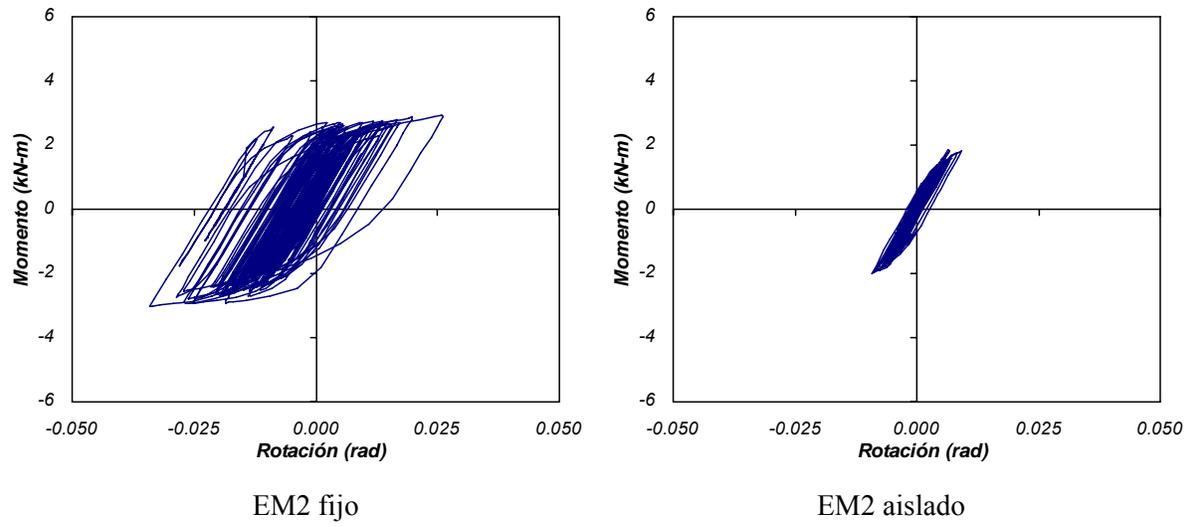


Figura 7.14. Comportamiento histerético en fusibles de viga en segundo nivel del marco.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

En este trabajo se estudia el desempeño sísmico de un sistema estructural innovador que emplea muros estructurales autocentrados en sistemas muro-marco. Para ello, se presentan los resultados de ensayos en mesa vibradora en dos especímenes miniatura de cinco pisos con un sistema estructural a base de marcos y muros autocentrados, diseñados con un espectro de diseño sísmico similar y con parámetros de diseño sísmico empleados en estructuras muro-marco convencionales. Los especímenes tuvieron una diferente participación de los muros en la respuesta sísmica total y fueron sometidos a movimientos en la base de intensidad aproximada a la de diseño y adicionalmente a un movimiento en la base de intensidad mayor. Asimismo, se realizó una evaluación del desempeño sísmico de los especímenes, con énfasis en la comparación con el desempeño de un espécimen con sistema muro-marco con muros convencionales, diseñado con criterios semejantes a los empleados en los especímenes con muros autocentrados. Se prepararon modelos de análisis estructural para los especímenes, con los que se evaluó el desempeño sísmico de las estructuras ensayadas. Se evaluó la factibilidad de uso de muros estructurales autocentrados en sistemas muro-marco para edificios, considerando muros autocentrados de concreto presforzado con tendones de postensado sin adherencia y disipadores de energía de acero dúctil entre la base del muro y la cimentación. Se plantearon expresiones para estimar la longitud del muro y la capacidad de la base del muro, así como expresiones para establecer la fuerza de postensado máxima y la longitud máxima de las barras disipadoras. Se desarrolló un procedimiento de diseño y análisis sísmico de edificios con este sistema estructural, con el que se diseñaron edificios de seis y quince pisos, en suelo firme y blando. Los edificios fueron analizados mediante análisis dinámicos no lineales.

Otro de los sistemas innovadores estudiados fue el sistema de aislamiento de base, para lo cual se propuso un espécimen de ensaye en mesa vibradora para un estudio posterior de factores que no están claramente definidos en los procedimientos de diseño sísmico de este tipo de sistemas.

Las conclusiones del presente estudio son las siguientes:

1. Los especímenes ensayados con muros autocentrados tuvieron un desempeño sísmico comparable con el alcanzado en el espécimen con muro convencional, en términos de aceleraciones máximas, sobrerresistencia y reducción por ductilidad. Este hecho fue más evidente en los especímenes A1 (autocentrado) y E1 (convencional), diseñados para tener una similar participación de los muros en términos del momento de volteo. Esto sugiere la posibilidad de establecer, para los sistemas muro-marco con muros autocentrados, criterios de diseño sísmico similares a los empleados en los sistemas con muros convencionales.
2. El espécimen A2 (autocentrado) fue diseñado para tener una participación de muros, en términos del momento de volteo total de diseño, del orden de 2 veces mayor que la de los especímenes A1 y E1. El espécimen A2 presentó una mayor sobrerresistencia estructural, alrededor de 1.5 veces mayor que la sobrerresistencia calculada para los otros especímenes. En la asignación de un valor a la sobrerresistencia según el sistema estructural, con fines de diseño, se recomienda tomar en

cuenta esta influencia, para evitar la subestimación de la resistencia probable de una estructura muro-marco con muros autocentrados y una evaluación inadecuada de su forma de falla.

3. Los especímenes ensayados presentaron una mayor reducción de la respuesta sísmica en el modo fundamental de vibración. Este hecho ha sido observado en trabajos anteriores de otros autores, y puede hacer posible la aplicación de procedimientos propuestos como el del Primer Modo Reducido para el cálculo de las aceleraciones de piso de las estructuras muro-marco con muros autocentrados, de manera similar a su aplicación en estructuras convencionales.
4. Las distorsiones de entrepiso residuales para el sismo de intensidad de diseño fueron mínimas en los especímenes con muros autocentrados e iguales a 0.19% y 0.17%, para los especímenes A1 y A2, respectivamente, a diferencia de lo observado en el espécimen con muro convencional, que fue 4.6 veces mayor. Los sismos de intensidad máxima aplicados posteriormente a los especímenes con muros autocentrados implicaron un aumento de las distorsiones residuales; sin embargo, para este nivel de sismo, en el espécimen A1 la distorsión residual fue igual a 0.54% y en el espécimen A2 fue igual a 0.30%. Se observó una reducción de las deformaciones residuales en las secciones críticas de los marcos de los especímenes con muros autocentrados, de similar proporción a la encontrada a nivel de las distorsiones residuales de la estructura total.
5. Los modelos de análisis estructural para los especímenes con muros autocentrados presentaron resultados que tuvieron una buena correlación con los experimentales, en términos de las envolventes de aceleraciones absolutas y desplazamientos relativos y del contenido de frecuencias de la respuesta estructural.
6. Con respecto al diseño de los muros autocentrados, se estableció una capacidad máxima de la base del muro autocentrado no acoplado, considerando un límite en la profundidad del eje neutro. Este límite también permite estimar las dimensiones de la base del muro en la etapa de diseño. Asimismo, se proponen expresiones para limitar la fuerza de postensado inicial y la longitud de las barras disipadoras, con base en una condición de falla según la cual los disipadores llegarán a la rotura antes que los tendones de postensado alcancen la fluencia.
7. Se propone una forma de considerar la rotación en la base de los muros autocentrados, para llevar a cabo los análisis sísmicos de los sistemas muro-marco en la etapa de diseño. Asimismo, se propone una relación entre la distorsión de entrepiso admisible y la rotación última de la base del muro, congruente con evaluaciones experimentales.
8. Para el diseño sísmico de los sistemas muro-marco con muros autocentrados es razonable emplear factores de reducción o de desempeño similares a los empleados en sistemas muro-marco con muros convencionales empotrados. La evaluación de los espectros de desplazamientos de sistemas de 1GDL representativos de ambos sistemas, para un movimiento en la base en suelo firme, permitió observar en ambos sistemas que los desplazamientos inelásticos eran aproximadamente iguales a los elásticos, para un porcentaje de amortiguamiento de 5%, típicamente empleado en los códigos de diseño. Esta aproximación de los desplazamientos no se cumple en un amplio intervalo de periodos en el caso del registro en suelo blando. Se recomienda realizar un estudio estadístico con un mayor número de registros de aceleraciones de movimientos de alta intensidad, que permitirá confirmar o precisar las tendencias encontradas en este trabajo.

9. Se propone una estrategia de diseño sísmico para edificios con sistemas muro-marco con muros autocentrados, la cual fue empleada en el diseño y análisis de seis edificios de seis y quince niveles, en suelo firme y suelo blando. Los objetivos de desempeño sísmico, en términos de control de desplazamientos, fueron conseguidos en forma aceptable. Se recomienda que el estudio estadístico sugerido en el párrafo anterior precise los alcances del empleo de factores de reducción (o comportamiento) para el diseño sísmico de sistemas muro-marco autocentrados, similares a los empleados en los sistemas muro-marco convencionales. Sin embargo, el empleo de factores de reducción mayores que los empleados para estructuras muro-marco convencionales, que implican una menor resistencia lateral, conducen a la posibilidad de tener articulaciones plásticas en el cuerpo del muro, las cuales deben ser evitadas para mantener la compatibilidad de desplazamientos necesaria para el desarrollo de la fuerza en los tendones de postensado.
10. La mayor participación de los muros autocentrados en el momento de volteo total implicó una mayor sobrerresistencia estructural, aunque no tiene influencia relevante en la ductilidad alcanzada en la estructura en forma global ni en las secciones críticas de los marcos.
11. Los resultados de los estudios experimentales desarrollados en edificios miniatura y de los estudios analíticos en edificios de escala natural de 6 y 15 pisos, muestran que los sistemas muro-marco con muros autocentrados presentan en general un desempeño semejante al de un sistema muro-marco con muros convencionales, con la propiedad benéfica adicional de presentar menores desplazamientos residuales. El sistema estructural estudiado se puede emplear en edificios en los que se busque reducir los costos de reparación post-sismo; sin embargo, las dimensiones de los muros serán mayores que los empleados en los sistemas muro-marco convencionales. En la evaluación del proyecto específico de un edificio, que contemple las alternativas de una solución convencional y otra con el sistema autocentrado, se sugiere tomar en cuenta el costo inicial de un edificio y el costo esperado de los daños por los sismos sucesivos que ocurran en el tiempo de vida útil del edificio, para la selección de la alternativa de proyecto más conveniente.

BIBLIOGRAFÍA

- 1) ACI Innovation Task Group 5 (2006). Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned structural walls based on validation testing. Innovation Task Group 5, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EE.UU.
- 2) ACI Innovation Task Group 5 (2009). Requirements for design of special unbonded post-tensioned precast shear wall satisfying ACI ITG-5.1 (ACI ITG-5.2-09) and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EE.UU.
- 3) ANIPPAC – II-UNAM. Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas. Editores: E. Reinoso, M. Rodríguez y R. Betancourt. México D.F., México.
- 4) ASCE (2006). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE Standard ASCE/SEI 7-05. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, EE.UU.
- 5) Blandón, J. (2006). Diseño sísmico de sistemas de piso en estructuras prefabricadas de concreto. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- 6) Blakeley, R.W.G. y Park, R. (1971). Seismic resistance prestressed concrete beam-column assemblies. *ACI Structural Journal*, Vol.68, No.5, pp. 677-692.
- 7) Carr, A. (2010). *Ruaumoko*, Computer program library. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury. Christchurch, Nueva Zelanda.
- 8) Carr, A. (2011). *Inspect*, Computer program library. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury. Christchurch, Nueva Zelanda.
- 9) Cheng, F. Y., Jiang, H. y Lou, K. (2008). Smart structures: innovative systems for seismic response control. CRC Press, Taylor & Francis Group, EE.UU.
- 10) Cheokh, G, Stone, W. y Kunnath, S. (1998). Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections. *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.5, pp. 527-539.
- 11) Christopoulos, C., Filiatrault, A. y Folz, B. (2002). Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 1131-1150.
- 12) Comisión Federal de Electricidad (2008). Manual de diseño de obras civiles – Diseño por sismo. México D. F., México.
- 13) Dodd, L. y Restrepo, J. (1995). Model for predicting cyclic behaviour of reinforcing steel. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 121, No. 3, pp. 433-445.
- 14) Elgamal, A. (2005). (<http://webshaker.ucsd.edu/homework/CrossbowDataLogger.pdf>).
- 15) El-Sheikh, M, Pessiki, S., Sause, R. y Lu, W. (2000). Moment rotation behavior of unbonded post-tensioned precast concrete beam-column connections. *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.1, pp. 122-131.
- 16) Federal Emergency Management Agency (2006). NEHRP Recommended provisions: design examples. FEMA 451 – August 2006. FEMA, Washington, D.C., EE.UU.
- 17) Hawkins, N.M. y Ghosh, S.K. (2004). Acceptance criteria for special precast concrete structural walls based on validation testing. *PCI Journal*, Vol.49, No.5, pp. 78-92.
- 18) Hewes, J.T. y Priestley, M.J.N. (2002). Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns. Report No. SSRP-2001-25, University of California at San Diego. California, EE.UU.

- 19) Higashino, M. y Okamoto, S. (2006). Response control and seismic isolation of buildings. CIB Publications, Japón.
- 20) Holden, T, Restrepo, J. y Mander, J. (2003). Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 129, No.3, pp. 286-296.
- 21) Iemura, H. y Takahashi, Y. (2000). Development of high seismic performance RC piers with unbonded bars. *Proceedings of the 1st Symposium for the Enhancement of Earthquake Performance of Infrastructures Based on Investigation into Fracturing Process*. Tokio, Japón.
- 22) Ikeda, S. (1998). Seismic behavior of reinforced concrete columns and improvement by vertical prestressing. *Proceedings of 13th FIP Congress: Challenges for Concrete in the Next Millennium*. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- 23) Jeong, H.I., Sakai, J. y Mahin, S. (2008). Shaking table tests and numerical investigation of self-centering reinforced concrete bridge columns. *PEER Report 2008/06*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley. California, EE.UU.
- 24) Kam, W.Y., Pampanin, S., Carr, A.J. y Palermo, A. (2007). Advanced flag-shape systems for high seismic performance including near-fault effects. *2007 NZSEE Conference*, Nueva Zelanda.
- 25) Kao, G. (1998). Design and shake-table test of a four-storey miniature structure built with replaceable plastic hinges. *Tesis de Maestría*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury. Christchurch, Nueva Zelanda.
- 26) Kurama, Y., Sause, R., Pessiki, S. y Lu, L.W. (1999). Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.4, pp. 622-633.
- 27) Kurama, Y. (2000). Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping. *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.4, pp. 648-658.
- 28) Kurama, Y., Sause, R., Pessiki, S. y Lu, L.W. (2002). Seismic response evaluation of unbonded post-tensioned precast concrete walls. *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.5, pp. 641-651.
- 29) Kurama, Y. (2005). Seismic design of partially post-tensioned precast concrete walls. *PCI Journal*, Vol.5, No. 4, pp. 100-125.
- 30) Lyebe, L. y Christopoulos, C. (2011). Using Bezier curves to model gradual stiffness transitions in nonlinear elements: application to self-centering systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, pp. 1535-1552.
- 31) Mahin, S. y Bertero, V. (1976). Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design. *Proceedings of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering*, pp. 613-628. Saint Louis, Missouri.
- 32) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1984). Seismic design of bridge piers. *Research Report 84-2*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury. Christchurch, Nueva Zelanda.
- 33) Mander, J.B. y Cheng, C.T. (1997). Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design. *Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental*, State University of New York at Buffalo. New York, EE.UU.
- 34) Martinelli, P. y Filippou, F. (2009). Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, pp. 587-607.

- 35) Mazzoni, S., Fenves, G. y Smith, J. (2004). Effects of local deformations on lateral response of bridge frames. Final report to California Department of Transportation. University of California, Berkeley, California, EE.UU.
- 36) Moaveni, B., He, X., Conte, J., Restrepo, J.I. y Panagiotou, M. (2011). System identification study of a 7-story full-scale building slice tested on the UCSD-NEES shake table. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol.137, No.6, pp. 705-717.
- 37) Naeim, F. y Kelly, J.M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons, Inc. New York, EE.UU.
- 38) NCh2745 (2003). Norma chilena de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, requisitos y comentarios. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 39) NTCC (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
- 40) NTCS (1989). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero, México.
- 41) Ordaz, M. (2007). DEGTRA, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- 42) Pampanin, S., Priestley, M.J.N. y Sritharan, S. (2001). Analytical modeling of the seismic behavior of precast concrete frames designed with ductile connections. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.5, No.3, pp. 329-367.
- 43) Pampanin, S. (2005). Emerging solutions for high seismic performance of precast/prestressed concrete buildings. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 3, No. 2, 207-223. JCI, Japón.
- 44) Panagiotou, M. (2008). Seismic design, testing and analysis of reinforced concrete wall buildings. Tesis Doctoral, University of California at San Diego, EE.UU.
- 45) Paulay, T. (1999). A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol.1, No.1, pp. 51-67.
- 46) Paulay, T. (2002). An estimation of displacement limits for ductile systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 583-599.
- 47) Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons Inc., New York, EE.UU.
- 48) Paulay, T. y Restrepo, J. (1998). Displacement and ductility compatibility in buildings with mixed structural systems. *Journal of SESOC New Zealand*, Vol.11, No.1, pp. 7-12.
- 49) Pennucci, D., Calvi, G.M. y Sullivan, T.J. (2009). Displacement-based design of precast walls with additional dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.13 (S1), pp. 40-65.
- 50) Perez, F.J., Sause, R., Pessiki, S. (2007). Analytical and experimental lateral load behavior of unbonded posttensioned precast concrete walls. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol.133, No.11, pp. 1531-1540.
- 51) Priestley, M.J.N. (1996). The PRESSS Program – Current status and proposed plans for phase III. Special report, *PCI Journal*, Vol.41, No.2, pp. 22-40.
- 52) Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J. y Pampanin, S. (1999). Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. Special report, *PCI Journal*, Vol.44, No.6, pp. 42-67.
- 53) Priestley, M.J.N. (2003). Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. The Mallet Milne Lecture, 2003. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Italia.

- 54) Priestley, M.J.N., y MacRae, G. A. (1996). Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons. *PCI Journal*, Vol.41, No.1, pp. 64-81.
- 55) Priestley, M.J.N., y Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural Journal*, January-February 1987, pp. 61-76.
- 56) Priestley, M.J.N., y Tao, J. R. (1993). Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. *PCI Journal*, Vol.38, No.1, pp. 58-69.
- 57) Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., and Kowalsky, M. J. (2007). Displacement based seismic design of structures. IUSS Press, Pavia, Italia.
- 58) Rahman, A., y Restrepo, J. (2001), "Earthquake resistant precast concrete buildings: Seismic performance of cantilever wall prestressed using unbonded tendons." Research Rep. No 2000-5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- 59) Rahman, M.A. y Sritharan, S. (2007). Performance-based seismic evaluation of two five-story precast concrete hybrid frame buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol.133, No.11, pp. 1489-1500.
- 60) Restrepo, J. (2006). New generation of structural concrete systems for seismic resistance. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Ginebra, Suiza.
- 61) Restrepo, J. y Rahman, A. (2007). Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol.133, No.11, pp. 1560-1570.
- 62) Rodríguez, M.E. y Botero, J. (1996). Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. Series del Instituto de Ingeniería, No. 575, UNAM, México, D.F.
- 63) Rodríguez, M.E., Restrepo, J. y Carr, A., (2002). Earthquake induced horizontal floor accelerations in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 693-718.
- 64) Rodríguez, M., Restrepo, J. y Blandón, J. (2006). Shaking table test of a four-story miniature steel building – model validation. *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No.3, pp. 755-780.
- 65) Rodríguez, M.E., Restrepo, J. y Blandón, J., (2007). Seismic design forces for rigid floor diaphragms in precast concrete buildings structures. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 133, No. 11, pp. 1604-1615.
- 66) Rodríguez, M.E. y Restrepo, J. (2012). Práctica y diseño sísmico de edificios en México – Cambios necesarios. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 86, pp. 89-118. México D.F., México.
- 67) Salinas, R., Rodríguez, M.E. y Sánchez, R. (2011). Evaluación de procedimientos de diseño sísmico en México con base en resultados de ensayos de una estructura en mesa vibradora. *Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Aguascalientes, México.
- 68) Sánchez, R. (2008). Diseño sísmico de edificios con sistemas duales regulares. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- 69) Sánchez, R. (2009). Comunicación personal.
- 70) Seo, Ch.Y. y Sause, R. (2005). Ductility demands on self-centering systems under earthquake loading. *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No.2, pp. 275-285.
- 71) Shima, H. y Fukuju, S. (2008). Bond stress distribution along bar axis in hook anchorage of deformed reinforcing bar. Third ACF International Conference, ACF/VCA, Japón.
- 72) Sritharan, S. (1998). Analysis of concrete bridge joints subjected to seismic actions. Tesis Doctoral, University of California at San Diego, EE.UU.

-
- 73) Stone, W.C., Cheok, G.S. y Stanton, J.F. (1995). Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No.2, pp. 229-249.
 - 74) Toranzo, L.A., Restrepo, J.I., Mander, J.B. y Carr, A.J. (2009). Shake-table tests of confined-masonry rocking walls with supplementary hysteretic damping. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.13, pp. 882-898.
 - 75) Uang, C. (1991). Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.
 - 76) Wallace, J. (1989). *BIAX*, User manual – A computer program for the analysis of reinforced concrete sections. University of California, Berkeley. California, EE.UU.
 - 77) Zhao, J. y Sritharan, S. (2007). Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures. *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No.2, pp. 133-141.

APÉNDICE A

PROPUESTA PARA LA DEFINICIÓN DE LA LONGITUD EFECTIVA DE BARRAS DISIPADORAS TIPO “DOG BONE”

A.1 Introducción.

Un aspecto importante para el cálculo de las rotaciones en la base del muro, a nivel de diseño y en el cálculo de la envolvente del diagrama momento-rotación de la base del muro, es la consideración de una longitud efectiva para la barra disipadora, que consiste en la adición, a la longitud neta del disipador, de una cierta longitud de barra dentro de la zona adherida al concreto. Esta consideración se emplea en el caso de disipadores formados por barras corrugadas de acero en la zona adherida al concreto y toma en cuenta el mecanismo de transferencia de las fuerzas por adherencia en esta zona. Este es el caso de los disipadores tipo “dog bone” empleados en los muros autocentrados, que están formados por barras corrugadas en la zona adherida al concreto.

Resultados experimentales en vigas y columnas de concreto reforzado demostraron la existencia de un desplazamiento relativo del refuerzo dentro del concreto, que conducía a tomar en cuenta la llamada “penetración de fluencia” en la forma de una longitud determinada, dependiente del diámetro de la barra de refuerzo, incluida en el cálculo de la longitud de las articulaciones plásticas (Priestley y Park, 1987). En el caso de columnas, era posible suponer la ocurrencia del deslizamiento relativo del refuerzo dentro del concreto dentro de la zona de expansión de la articulación plástica por efectos de cortante (Priestley y Park, 1987). Sin embargo, la estrategia generalmente aceptada para tomar en cuenta este fenómeno ha sido el de añadir a la longitud de articulación plástica una longitud adicional debajo de la base de la columna (Figura A.1); esta longitud adicional se estimó inicialmente en 6 veces el diámetro de la barra (Priestley y Park, 1987). En trabajos posteriores, el término “penetración de fluencia” fue cambiado al de “penetración de la deformación”, término más apropiado debido a la relación directa entre el deslizamiento relativo de la barra de refuerzo y las deformaciones en la barra adherida al concreto.

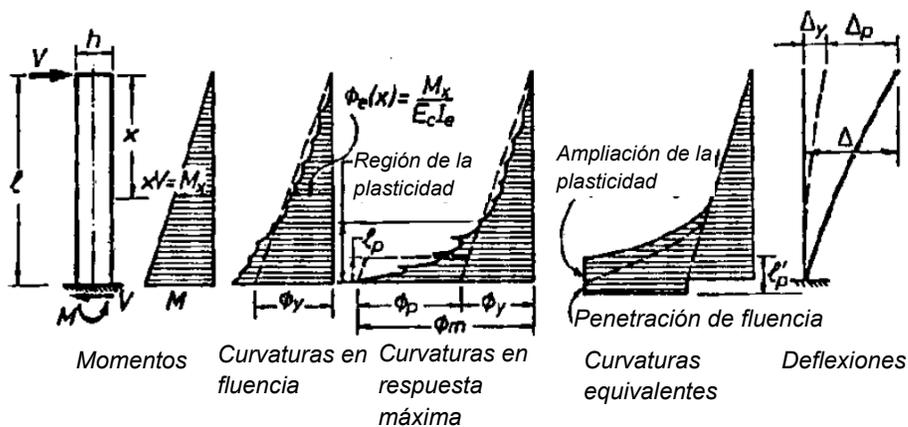
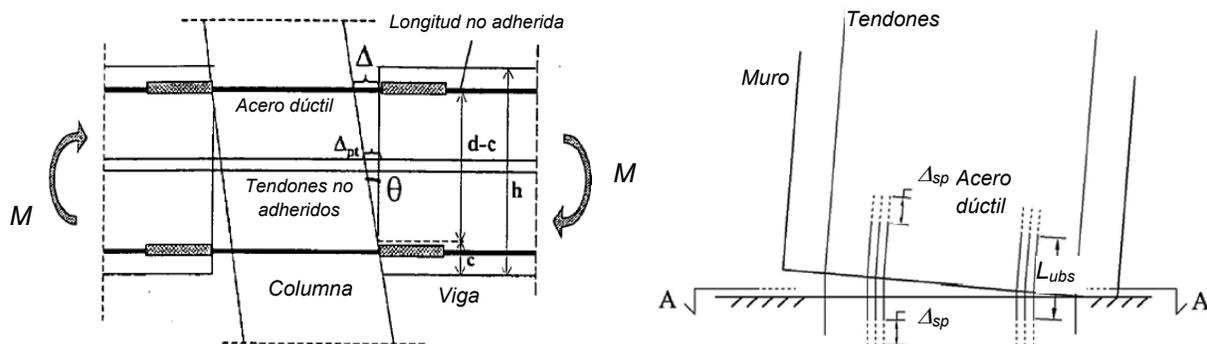


Figura A.1. Distribución aproximada de la curvatura y penetración de fluencia (Paulay y Priestley, 1992).

Paulay y Priestley (1992) propusieron, para elementos de concreto reforzado, una longitud adicional por penetración de la deformación, L_{ad} , igual a la expresión:

$$L_{ad} = 0.022 f_y d_b \quad (A.1)$$

Donde f_y es el esfuerzo de fluencia en MPa y d_b es el diámetro de la barra en milímetros. Esta expresión ha sido utilizada para considerar el efecto de la penetración de la deformación en marcos de concreto presforzado con conexiones híbridas, en los dos extremos de los disipadores, Figura A.2a (Pampanin et al, 2001), así como en muros autocentrados de concreto presforzado, Figura A.2b (Pennucci et al, 2009). En ambos casos, los disipadores fueron considerados de diámetro constante, sin disminución del diámetro en la zona de plastificación; la plastificación se producía evitando la adherencia entre la barra y el concreto en una longitud determinada. Sritharan (1998) estudió el caso de disipadores con diámetro constante y propuso expresiones para calcular el efecto de la penetración de la deformación, considerando la ocurrencia de deformaciones plásticas en la zona de la barra adherida al concreto; estas expresiones fueron empleadas en el caso de marcos de concreto presforzado con conexiones híbridas (Pampanin et al, 2001).



(a) Abertura en marcos (Pampanin et al, 2001). (b) Abertura en base de muros (Pennucci et al, 2009)
 Figura A.2. Mecanismos de apertura en elementos híbridos.

En el caso de disipadores construidos con barras corrugadas, maquinadas para formar una porción de diámetro menor y superficie lisa con una longitud determinada (tipo “hueso” o “dog-bone”), las deformaciones al interior de la barra en la zona adherida al concreto son menores que aquellas producidas en los disipadores que no presentan una reducción del diámetro en la zona no adherida. Si la relación de áreas entre las dos secciones de la barra (la de la parte adherida y la del disipador no adherido) es mayor que 2, las deformaciones en la zona adherida son menores que la de fluencia del acero. Para esta clase de disipadores, se analizaron dos casos:

- Disipador con esfuerzos menores o igual a la fluencia del acero.
- Disipador con esfuerzos mayores a la fluencia del acero.

En los dos estados se consideraron las hipótesis siguientes:

- Las deformaciones de la barra en la zona adherida permanecen en el intervalo elástico.

- La transferencia de esfuerzos en la zona adherida se da por adherencia.
- La deformación y los esfuerzos a lo largo de la longitud de anclaje son tales que resultan máximos en el extremo libre de la barra y nulos al inicio de la longitud de anclaje.

La relación de áreas en el disipador supone la fluencia en el disipador, mientras que en la zona adherida al concreto el esfuerzo puede alcanzar valores de 0.40 o 0.50 f_y . Zhao et al. (2007) propusieron una curva que relaciona los esfuerzos en la barra adherida y el deslizamiento de la barra en el extremo cargado de la misma; para valores de esfuerzo menores a la fluencia, la relación entre estos parámetros puede considerarse lineal (Figura A.3).

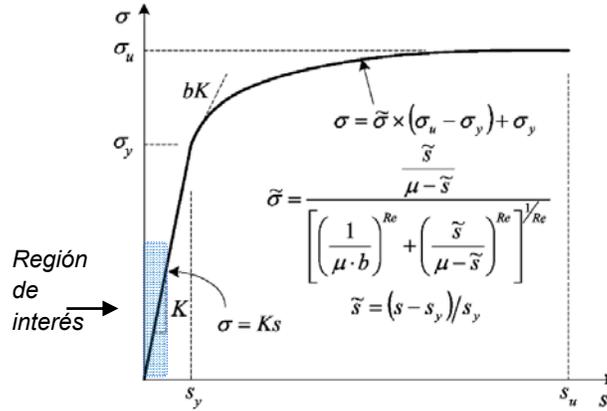


Figura A.3. Envolvente de esfuerzos en la barra versus deslizamiento en el extremo cargado (Zhao et al, 2007).

A.2 Disipador con esfuerzos menores o igual a la fluencia.

Sea u_m la resistencia máxima por adherencia entre el concreto y la barra corrugada de acero, ε_s la deformación máxima en la barra adherida, ambos en la cara libre de concreto, L_{dh} la longitud de anclaje por adherencia, d_b el diámetro de la barra en la parte adherida al concreto, d_d el diámetro de la barra en la zona del disipador, E_s el módulo de elasticidad del acero, y los términos señalados en la Figura A.4.

La variación de u (esfuerzos de adherencia) y ε (deformaciones en la barra) se representan de la forma:

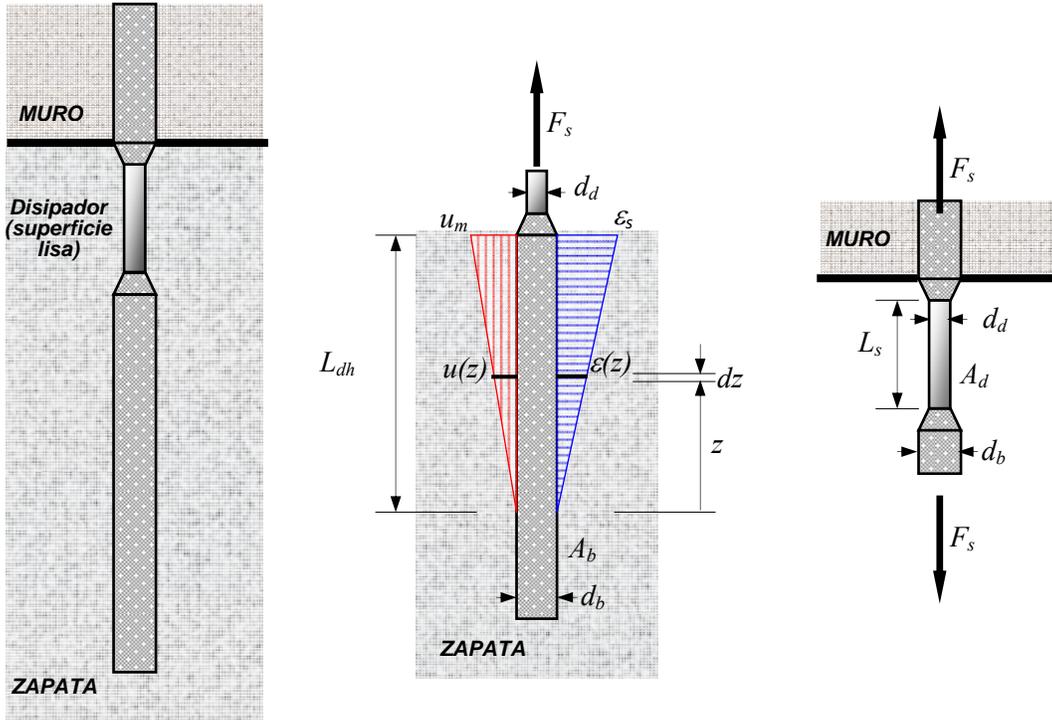
$$u(z) = u_m \left(\frac{z}{L_{dh}} \right)^n \quad \varepsilon(z) = \varepsilon_s \left(\frac{z}{L_{dh}} \right)^m$$

Del equilibrio:

$$\pi d_b \int_{z=0}^{z=L_{dh}} u(z) dz = A_b \sigma_s = F_s$$

Donde:

$$\int_{z=0}^{z=L_{dh}} u(z) dz = \int_{z=0}^{z=L_{dh}} u_m \left(\frac{z}{L_{dh}} \right)^n dz = u_m L_{dh} \frac{1}{n+1} = k_u u_m L_{dh}$$



(a) Esquema general. (b) Parte adherida en el concreto. (c) Disipador.

Figura A.4. Barra adherida en el concreto (izquierda) y disipador (derecha).

En general, k_u es un valor adimensional que representa el efecto acumulado de la distribución de los esfuerzos de adherencia a lo largo de la longitud de anclaje. En este caso $k_u = 1/(n+1)$. Luego:

$$L_{dh} = \frac{F_s}{k_u \pi d_b u_m} \quad (\text{A.2})$$

La elongación en la barra será la suma de las deformaciones a lo largo de la longitud L_{dh} :

$$\Delta L = \int_{z=0}^{z=L_{dh}} \varepsilon(z) dz = \int_{z=0}^{z=L_{dh}} \varepsilon_s \left(\frac{z}{L_{dh}} \right)^m dz = \frac{1}{m+1} \varepsilon_s L_{dh} = k_\varepsilon \varepsilon_s L_{dh}$$

De manera análoga, k_ε es un valor adimensional que representa el efecto acumulado de la distribución de las deformaciones en la barra adherida a lo largo de la longitud de anclaje. En este caso $k_\varepsilon = 1/(m+1)$. Luego:

$$\Delta L = k_\varepsilon \frac{\sigma_s}{E_s} \frac{F_s}{k_u \pi d_b u_m} = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \frac{d_b \sigma_s^2}{4 u_m E_s} \quad (\text{A.3})$$

En el disipador se cumple, por equilibrio:

$$F_s = A_b \sigma_s = A_d \sigma_d$$

Además, a nivel de desplazamientos se conoce:

$$\Delta_1 = \frac{F_s L_s}{E_s A_d}$$

Luego:
$$F_s = \frac{E_s A_d}{L_s} \Delta_1$$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_b} = \frac{E_s A_d}{L_s A_b} \Delta_1 \quad (\text{A.4})$$

(A.4) en (A.3):

$$\Delta L = \Delta_2 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \frac{d_b}{4 E_s u_m} \left[\frac{E_s^2}{L_s^2} \left(\frac{A_d}{A_b} \right)^2 \Delta_1^2 \right] = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \frac{d_b}{4 u_m} \left[\frac{E_s}{L_s^2} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \Delta_1^2 \right]$$

$$\Delta_2 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{d_b}{L_s^2} \frac{E_s}{4 u_m} \Delta_1^2 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{d_b}{L_s^2} \frac{E_s}{4 u_m} \left(\frac{F_s L_s}{E_s A_d} \right) \Delta_1$$

$$\Delta_2 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{d_b}{L_s} \frac{F_s}{4 u_m} \frac{4}{\pi d_d^2} \Delta_1 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^3 \frac{F_s}{\pi u_m L_s d_d} \Delta_1$$

$$\Delta_2 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^3 \frac{F_s}{\pi u_m L_s d_d} \left(\frac{F_s L_s}{E_s A_d} \right)$$

$$\Delta_2 = \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^3 \frac{F_s^2}{\pi u_m E_s A_d d_d}$$

La elongación total del elemento será la suma de las elongaciones parciales:

$$\Delta_t = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{F_s L_s}{E_s A_d} + \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^3 \frac{F_s^2}{\pi u_m E_s A_d d_d}$$

$$\Delta_t = \frac{F_s}{E_s A_d} \left[L_s + \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^3 \frac{F_s}{\pi u_m d_d} \right] \quad (\text{A.5})$$

Reemplazando (A.2) en (A.5):

$$\Delta_t = \frac{F_s}{E_s A_d} \left[L_s + k_\varepsilon \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 L_{dh} \right] = \frac{F_s}{E_s A_d} [L_s + L_{sp}] \quad (\text{A.6})$$

Por tanto, en el cálculo de las elongaciones en el intervalo elástico del disipador es necesario añadir una longitud adicional, L_{sp} , por efecto de penetración de la deformación. La situación límite es cuando el disipador (la zona maquinada o de menor diámetro) alcanza la fluencia:

$$F_s = A_d f_y = \frac{A_d}{A_b} f_y A_b = \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 f_y A_b$$

En (A.2):

$$L_{dh} = \frac{F_s}{k_u \pi d_b u_m} = \frac{1}{k_u \pi d_b u_m} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 A_b f_y = \frac{1}{k_u \pi d_b u_m} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right) f_y$$

$$L_{dh} = \frac{1}{4 k_u u_m} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 f_y d_b \quad (\text{A.7})$$

Reemplazando (A.7) en (A.6):

$$\Delta_t = \frac{F_s}{E_s A_d} \left[L_s + \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y d_b}{4 u_m} \right] = \frac{F_s}{E_s A_d} [L_s + L_{sp}]$$

Entonces, la longitud total o longitud efectiva de la barra disipadora, L_d , es:

$$L_d = L_s + \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y d_b}{4 u_m} \quad (\text{A.8})$$

Generalmente que el esfuerzo de adherencia se considera proporcional a la resistencia a la tensión del concreto, que se aproxima a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto, f'_c , por tanto

$$L_d = L_s + \frac{k_\varepsilon}{k_u} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y d_b}{4 \alpha \sqrt{f'_c}} = L_s + k' \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{A.9})$$

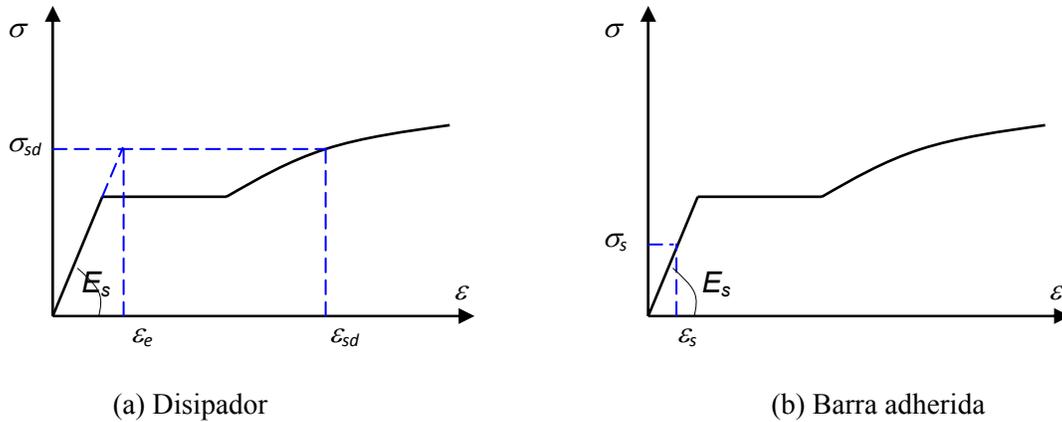
Donde k' es una constante que relaciona la distribución acumulada de los esfuerzos de adherencia y las deformaciones a lo largo de la longitud de anclaje de la barra en la zona adherida. Esta constante se tiene que determinar mediante resultados de ensayos experimentales. Con base en dos ensayos realizados en dos especímenes por autores diferentes, Unit-3 (Restrepo y Rahman, 2007) y A1, presentado en este trabajo, fueron calculados los valores de k' en cada caso, presentados en la Tabla A.1. La relación existente entre los valores calculados, casi de 1 a 2, podría deberse a que en el caso del espécimen Unit-3 el extremo inferior de los disipadores no tenía un anclaje por adherencia (presentaba una placa de anclaje), mientras que en el espécimen A1 el extremo inferior de los disipadores tenía anclaje por adherencia.

Tabla A.1. Valores calculados de la constante empírica k' .

Ensaye	Δ_{y-med} (mm)	L_{eq} (mm)	L_d (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	d_d (mm)	d_b (mm)	k'
Unit-2			200	47.9	460	12	25	
Unit-3	0.80	354.6	200	31.0	460	16	25	0.45
A1	0.34	154.5	65	45.9	448.5	6	9.5	0.89

A.3 Disipador con esfuerzos mayores a la fluencia.

Después de la ocurrencia de la fluencia en el disipador, las deformaciones en el disipador se encuentran en el intervalo inelástico y en la parte adherida de la barra se encuentran en el intervalo elástico (Figura A.5). Las fuerzas en cada zona son iguales.



(a) Disipador (b) Barra adherida

Figura A.5. Relaciones esfuerzo-deformación en la barra disipadora.

Por equilibrio: $F_s = A_b \sigma_s = A_d \sigma_{sd}$

En la barra adherida se tiene:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{F_s}{A_b E_s} = \frac{\sigma_{sd} A_d}{A_b E_s} = \left(\frac{A_d}{A_b} \right) \frac{\sigma_{sd}}{E_s}$$

Entonces:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 \varepsilon_e, \text{ donde: } \varepsilon_e = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} \tag{A.10}$$

La elongación en la parte adherida es:

$$\Delta_2 = \frac{\varepsilon_s L_{dh}}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^2 L_{dh} \varepsilon_e = \frac{1}{2} L_{sp} \varepsilon_e$$

La elongación total es:

$$\Delta_t = \Delta_1 + \Delta_2 = \varepsilon_{sd} L_s + \frac{1}{2} \varepsilon_e L_{sp} \quad (\text{A.11})$$

Donde:
$$L_{sp} = k' \left(\frac{d_d}{d_b} \right)^4 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f_c'}}$$

En el caso de inicio del endurecimiento en el disipador:

$$\Delta_t = \varepsilon_{sh} L_s + \frac{1}{2} \varepsilon_y L_{sp} = \varepsilon_{sh} \left(L_s + \frac{\varepsilon_y}{2 \varepsilon_{sh}} L_{sp} \right) \quad (\text{A.12})$$

Para el cálculo de las deformaciones en el disipador, a partir de lecturas experimentales, se puede usar la expresión:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{\Delta_t - \frac{1}{2} \varepsilon_e L_{sp}}{L_s} \quad (\text{A.13})$$

Donde:

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} = \frac{F_{sd}}{E_s A_d} \quad (\text{A.14})$$

Para propósitos de diseño, es razonable considerar que en esta etapa la elongación total del disipador es igual a la elongación inelástica de la barra disipadora en aquella zona que tiene el diámetro menor.

APÉNDICE B

ESTIMACIÓN DE LA INERCIA EFECTIVA DE LOS FUSIBLES

B.1 Introducción.

Diversos ensayos en mesa vibradora de edificios a base de marcos se pueden realizar empleando elementos de acero ensamblados de tal manera que las acciones inelásticas están concentradas en las uniones viga-columna y en la base de las columnas, mediante elementos de menor sección transversal, denominados fusibles. Estos elementos se fabrican con acero estructural y tienen la forma de una placa gruesa con el espesor reducido en una cierta longitud mediante procedimientos mecánicos. La parte de la placa con el espesor reducido constituye el fusible, como se observa en la Figura B.1.

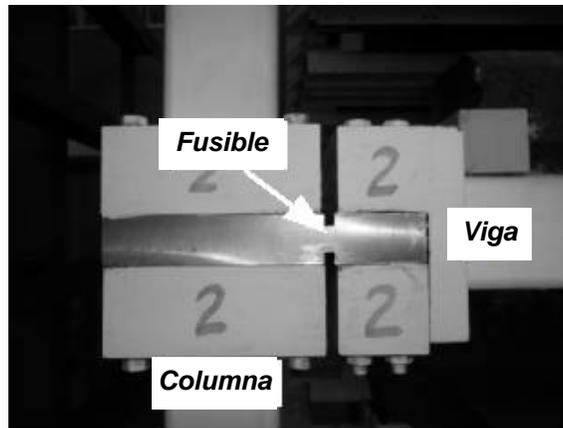


Figura B.1. Detalle de fusible en unión viga-columna.

La ventaja del uso de los fusibles radica en la posibilidad de sustituir estos elementos, que resultaron con deformaciones inelásticas, y poder realizar otro ensayo en un marco “nuevo”, en el cual se usan las columnas y las vigas del marco base (que son tubos de sección rectangular) y se colocan los fusibles nuevos. Los fusibles, por tanto, son diseñados para que formen una articulación plástica a lo largo de toda su longitud, debido a que son elementos a momento flector constante.

Los modelos de análisis de los marcos requieren como información de entrada las propiedades de rigidez y resistencia de todos sus elementos componentes. En el caso de los fusibles, es relevante definir aquellas propiedades relacionadas a la flexión, tales como la rigidez rotacional y la rotación de fluencia referencial. Ensayos cíclicos en conexiones viga-columna con fusibles de diferente forma de la sección transversal demostraron que las conexiones presentan una gran flexibilidad debido a la penetración de las deformaciones por flexión de la zona donde se reduce la placa, los esfuerzos residuales del material, entre otras causas (Kao, 1998; Rodríguez et al., 2006), por lo que el cálculo de la rigidez rotacional usando el momento de inercia bruta de la sección transversal conduciría a valores sobrestimados de la rigidez. Los ensayos mencionados mostraron la necesidad de establecer una inercia efectiva, menor a la inercia bruta, para conseguir resultados concordantes con los obtenidos experimentalmente. Con los resultados experimentales obtenidos por Rodríguez et al. (2006) y Blandón (2006), se plantea una forma

de establecer la inercia efectiva para el cálculo de la rigidez rotacional de los fusibles, así como una relación entre la rotación de fluencia referencial y la rotación de la sección al inicio del endurecimiento por deformación del acero de los fusibles. Con las expresiones propuestas, es posible calcular estos valores para casos de fusibles con aceros estructurales de propiedades diferentes establecidas a partir de ensayos específicos.

B.2 Rigidez rotacional de los fusibles.

La Figura B.2 muestra un esquema de elevación y sección del fusible y la notación empleada, así como el diagrama general de deformaciones en la sección sometida a flexión.

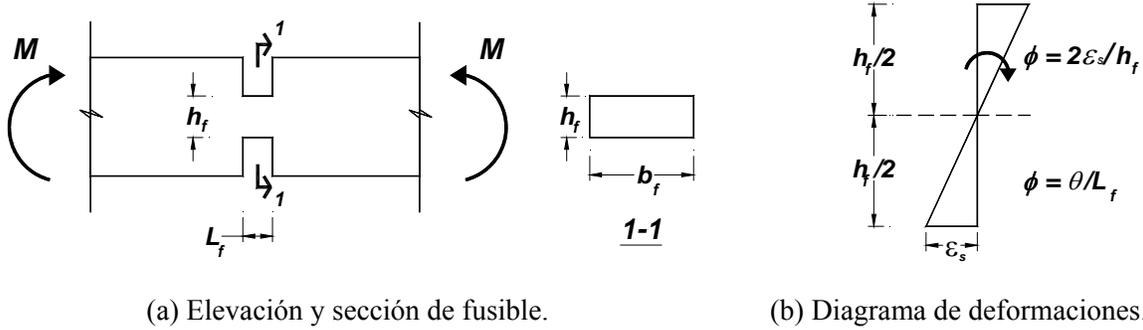
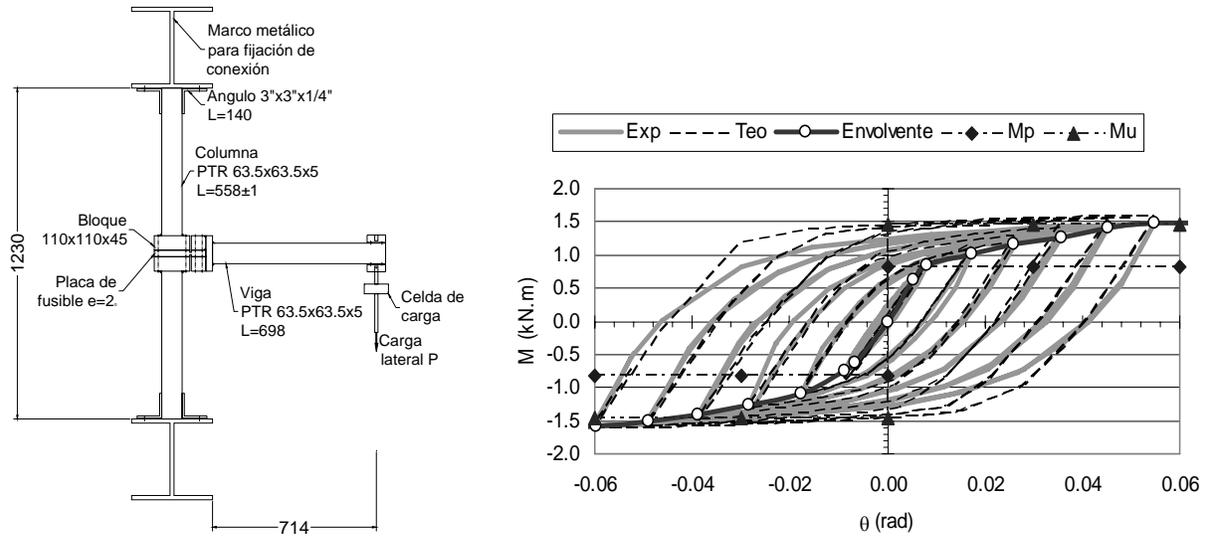


Figura B.2. Esquema de fusible típico y notación empleada.

La rigidez rotacional se define con la expresión:

$$K_{\theta} = \frac{(EI)_{ef}}{L_f} \tag{B.1}$$

Donde $(EI)_{ef}$ es la inercia rotacional efectiva y L_f es la longitud del fusible. Restrepo et al. (2006) realizaron una serie de pruebas de carga cíclica en 12 conexiones viga-columna, cuyos resultados principales se presentan en Rodríguez et al. (2006); las pruebas cíclicas consistieron en someter a las conexiones a una historia de rotaciones medidas en una conexión viga-columna durante un ensaye en mesa vibradora de alta intensidad. Asimismo, Blandón (2006) realizó pruebas de carga cíclica en 2 conexiones viga-columna; un esquema general de la prueba de carga realizada por Blandón se muestra en la Figura B.3(a); la curva momento-rotación obtenida para una de las conexiones ensayadas se muestra en la Figura B.3(b). Las características de los elementos ensayados, relevantes para la revisión efectuada, se presentan en la Tabla B1. Las magnitudes del momento último, M_u , y la rotación en el inicio del endurecimiento por deformación, θ_{sh} , fueron obtenidas con la información registrada en los ensayos realizados.



(a) Esquema de ensaye. (b) Curvas momento rotación experimental y calculada.

Figura B.3. Ensayo en conexión viga-columna (Blandón, 2006).

En los resultados de la Tabla B.1, los valores del cociente EI_{ef}/EI_g fueron obtenidos a partir de la primera pendiente de una curva bilineal aproximada a la envolvente de las curvas momento-rotación evaluadas con los resultados experimentales; los valores de este cociente representaban las rigideces rotacionales efectivas que reproducían de la manera más aproximada, en un modelo de análisis no lineal, las curvas obtenidas experimentalmente.

B.3 Diagramas analíticos momento-rotación.

En la determinación de un procedimiento general fue necesario calcular los valores para una curva teórica momento-rotación, con las propiedades mecánicas de los aceros utilizados en la fabricación de los fusibles.

Con los parámetros más importantes de la curva experimental, tales como el esfuerzo de fluencia, f_y , el esfuerzo de rotura, f_{su} , la deformación de fluencia, ϵ_y , la deformación en el inicio del endurecimiento, ϵ_{sh} , y la deformación última, ϵ_{su} , es posible aproximar la curva experimental con una curva teórica. La aproximación teórica de la curva esfuerzo-deformación, empleando el modelo de Mander et al (1984) para el tramo de deformaciones posteriores al endurecimiento, se obtiene con las expresiones siguientes:

- En el tramo de deformaciones: $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$:

$$f_s = E \epsilon_s = \frac{f_y}{\epsilon_y} \epsilon_s \tag{B.2}$$

- En el tramo de deformaciones: $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$:

$$f_s = f_y \tag{B.3}$$

Tabla B.1. Propiedades principales de los fusibles ensayados. (Rodríguez et al, 2006; Blandón, 2006)

Dimensiones $b_f \times h_f$ (mm)	M_p (N-m)	M_u (N-m)	θ_{sh} (rad)	θ_u (rad)	$(EI)_{ef}/EI_g$	K_θ (N-m/rad)
16 x 14	221.1	404.6	0.0048	0.121	0.37	53900
19 x 12	192.9	353.0	0.0051	0.142	0.40	44000
19 x 14	262.5	480.5	0.0050	0.121	0.35	61600
14 x 7	48.4	88.5	0.0078	0.243	0.45	7200
30 x 7	103.6	189.7	0.0082	0.243	0.43	14700
44 x 7	152.0	278.2	0.0085	0.243	0.41	20630
50 x 7	172.7	316.1	0.0088	0.243	0.40	22870
66 x 7	228.0	417.2	0.0092	0.243	0.38	28670
72 x 7	248.7	455.2	0.0095	0.243	0.37	30460
86 x 7	297.1	543.7	0.0100	0.243	0.35	34410
92 x 7	317.8	581.6	0.0103	0.243	0.34	35760
100 x 7	345.5	632.2	0.0106	0.243	0.33	37730
110 x 10	800.0	1430.0	0.0088	0.168	0.28	104630
110 x 19	2950.0	5300.0	0.0046	0.096	0.28	743170

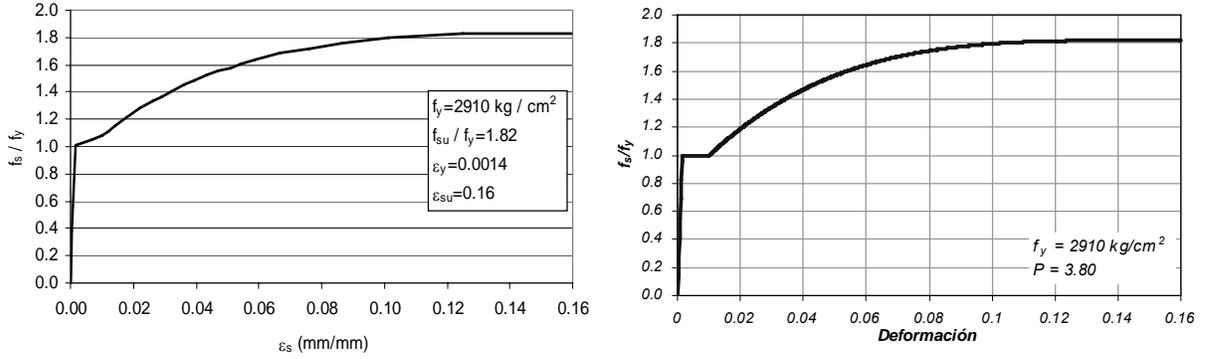
- En el tramo de deformaciones: $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$:

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (B.4)$$

El valor de la potencia P se determina de tal manera que la curva post-fluencia teórica se aproxime a la curva experimental.

La Figura B.4(a) muestra la curva esfuerzo-deformación obtenida mediante un ensaye del material de uno de los fusibles de la lista revisada. La Figura B.4(b) muestra la aproximación teórica obtenida para la curva experimental mostrada en la Figura B.4(a).

La curva teórica esfuerzo-deformación del acero, aproximada a la curva experimental real del material, fue empleada para determinar las expresiones para evaluar el momento flector en la sección rectangular, para los diferentes estados de deformación en la sección.



(a) Curva experimental (Blandón, 2006).

(b) Curva teórica aproximada.

Figura B.4. Diagrama esfuerzo-deformación del acero de fusible 110 x 10mm.

La fórmula general para calcular la rotación de la sección, θ , considerando que el elemento se encuentra sometido a flexión uniforme en toda su longitud, es:

$$\theta = \frac{2 \varepsilon_s L_f}{h_f} \quad (\text{B.5})$$

Donde ε_s es la deformación del acero en la fibra más alejada del eje neutro, L_f y h_f son la longitud y el espesor del fusible, respectivamente.

La aproximación teórica de la curva momento-rotación se obtiene con las expresiones siguientes:

- En el tramo de rotaciones: $0 \leq \theta \leq \theta_{y1}$ ($0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$). Fluencia en la fibra más alejada.

$$\theta_{y1} = \frac{2 \varepsilon_y L_f}{h_f} \quad : \text{Rotación al inicio de la fluencia.}$$

$$M_{y1} = \frac{b_f h_f^2}{6} f_y \quad : \text{Momento al inicio de la fluencia.}$$

$$\theta = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \theta_{y1} \quad (\text{B.6a})$$

$$M = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} M_{y1} \quad (\text{B.6b})$$

- En el tramo de rotaciones: $\theta_{y1} \leq \theta \leq \theta_{sh}$ ($\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$).

$$M_p = 1.5 M_{y1} \quad : \text{Momento plástico de la sección.}$$

$$\theta = \frac{2 \varepsilon_s L_f}{h_f} \quad (\text{B.7a})$$

$$M = 1.5 M_{y1} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_s} \right)^2 \right] \quad (\text{B.7b})$$

- En el tramo de rotaciones: $\theta_{sh} \leq \theta \leq \theta_u$ ($\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$).

$$\theta = \frac{2 \varepsilon_s L_f}{h_f} \quad (\text{B.8a})$$

$$M = 1.5 M_{y1} + M_A \quad (\text{B.8b})$$

Donde: $M_A = 2 F_A (\bar{x} + y)$

$$F_A = (f_{su} - f_y) b_f \left[\left(\frac{h_f}{2} - y \right) + \frac{\left[1 - k \left(\frac{h_f}{2} - y \right) \right]^{P+1} - 1}{k(P+1)} \right] \quad (\text{B.8c})$$

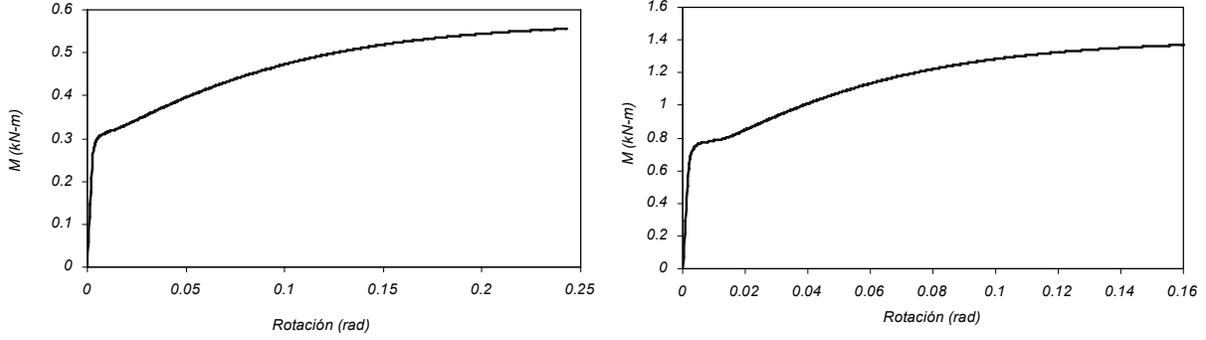
$$k = \frac{1}{\left(\frac{h_f}{2} - y \right)} \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \quad (\text{B.8d})$$

$$y = \frac{h_f \varepsilon_{sh}}{2 \varepsilon_s} \quad (\text{B.8e})$$

$$\bar{x} = \frac{M_{xa}}{F_A} \quad (\text{B.8f})$$

$$M_{xa} = (f_{su} - f_y) b_f \left\{ \frac{\left(\frac{h_f}{2} - y \right)^2}{2} + \frac{1}{k^2} \left[\frac{\left[1 - k \left(\frac{h_f}{2} - y \right) \right]^{P+1} - 1}{(P+1)} - \frac{\left[1 - k \left(\frac{h_f}{2} - y \right) \right]^{P+2} - 1}{(P+2)} \right] \right\} \quad (\text{B.8g})$$

Con estas expresiones se obtuvieron las curvas teóricas momento-rotación de las secciones transversales de los fusibles revisados. En la Figura B.5 se muestran los diagramas para dos secciones diferentes, hasta la rotación última.



(a) Fusible 92 x 7 x 5 mm.

(b) Fusible 110 x 10 x 5 mm.

Figura B.5. Diagramas momento-rotación calculados analíticamente.

El momento último de la sección transversal se define como:

$$M_u = \frac{f_u}{f_y} M_p \quad (\text{B.9})$$

Aunque la rotación última de la sección corresponde exactamente a un estado en el que se produce la fractura de la sección crítica del elemento de acero, sometida al momento último M_u , un índice razonablemente aproximado para la rotación última se obtiene empleando la expresión:

$$\theta_u = \frac{2 \varepsilon_u L_f}{h_f} \quad (\text{B.10})$$

B.4 Inercia efectiva de la sección transversal del fusible.

Como se mencionó anteriormente, diversos ensayos cíclicos en conexiones viga-columna con fusibles de diferente forma de la sección transversal demostraron que las conexiones presentan una gran flexibilidad. Con los ensayos realizados se encontró una rigidez rotacional efectiva, con la cual fue calculada una inercia efectiva de la sección. Una buena aproximación de la rigidez rotacional inicial se obtuvo con base en la revisión de los resultados de los ensayos listados en la Tabla B1 y los diagramas teóricos momento-rotación, como los presentados en la Figura B.5. Se observó que la aproximación propuesta depende fundamentalmente de las propiedades mecánicas del material del fusible.

La rigidez rotacional inicial, para su uso en un análisis con un modelo no-lineal bilineal, se aproximó con la expresión siguiente:

$$K_\theta = \frac{5 M_u}{8 \theta_{sh}} \quad (\text{B.11})$$

La rotación de fluencia referencial se calcula, como se indica en la Figura B.6, como:

$$\theta_{y-ref} = \frac{M_p}{K_\theta} \quad (\text{B.12})$$

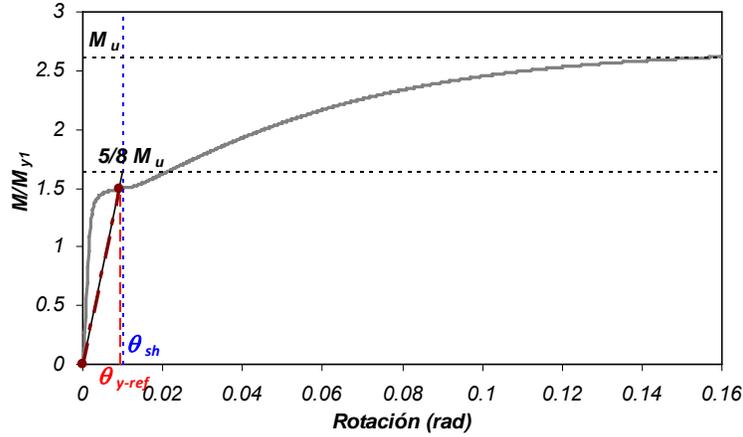


Figura B.6. Obtención de la rigidez efectiva del fusible.

El momento último y la rotación al inicio del endurecimiento tienen expresiones cerradas, por tanto se puede conseguir una expresión para la inercia efectiva de la sección.

$$K_{\theta} = \frac{5 M_u}{8 \theta_{sh}} = \frac{5 \left(\frac{b_f h_f^2}{4} f_u \right)}{8 \left(\frac{2 \varepsilon_{sh}}{h_f} L_f \right)} = \frac{5 b_f h_f^3}{64 \varepsilon_{sh} L_f} f_u$$

Como:
$$K_{\theta} = \frac{E I_{ef}}{L_f} = \frac{5 b_f h_f^3}{64 \varepsilon_{sh} L_f} f_u$$

Luego:
$$I_{ef} = \frac{5 f_u}{64 E \varepsilon_{sh}} b_f h_f^3$$

Se sabe:
$$I_g = \frac{1}{12} b_f h_f^3$$

Sea α_l el cociente entre las inercias efectiva y bruta de la sección, entonces:

$$\alpha_l = \frac{I_{ef}}{I_g} = \frac{15}{16} \frac{f_u}{E \varepsilon_{sh}}$$

Debido a que el tramo inicial de la curva momento-rotación tiene una pendiente relativamente grande, fueron calculados los diversos valores de α_l con la ecuación anterior, para comparar estos valores calculados con los valores experimentales. En la Tabla B2 se presentan los valores de α_l , tanto evaluados experimental como analíticamente. Para encontrar un factor de escala para la expresión inicial de α_l , se calculó el cociente entre los valores experimentales y calculados; los cocientes calculados se muestran en la Tabla B2. En la Figura B.7 se presentan los cocientes calculados, los cuales se encuentran dentro de un valor promedio de 0.997, lo que muestra la buena correlación entre los valores

calculados con la expresión propuesta y los valores experimentales. Por lo tanto, se propone la siguiente expresión para el cálculo de α_I y por tanto de la inercia efectiva de la sección:

$$\alpha_I = \frac{I_{ef}}{I_g} = \frac{15}{16} \frac{f_u}{E \varepsilon_{sh}} \quad (B.13)$$

$$I_{ef} = \frac{15}{16} \frac{f_u}{E \varepsilon_{sh}} I_g \quad (B.14)$$

La rotación de fluencia referencial puede tener una expresión cerrada aproximada, como sigue:

$$\theta_{y-ref} = \frac{M_p}{K_\theta} = \frac{M_p}{\left(\frac{5 M_u}{8 \theta_{sh}}\right)} = \frac{8 M_p}{5 M_u} \theta_{sh} = \frac{8 M_p}{5 \left(\frac{f_u}{f_y}\right) M_p} \theta_{sh}$$

$$\theta_{y-ref} = \frac{8}{5} \left(\frac{f_y}{f_u}\right) \theta_{sh} \quad (B.15)$$

Tabla B.2. Relación e inercias efectivas y brutas, experimentales y calculadas.

Dimensiones $b_f \times h_f$ (mm)	$\alpha_{I \text{ exp}}$	$\alpha_{I \text{ cal}}$	$\alpha_{I \text{ exp}} / \alpha_{I \text{ cal}}$
16 x 14	0.37	0.366	1.010
19 x 12	0.40	0.402	0.994
19 x 14	0.35	0.352	0.995
14 x 7	0.45	0.451	0.998
30 x 7	0.43	0.429	1.003
44 x 7	0.41	0.414	0.991
50 x 7	0.40	0.400	1.001
66 x 7	0.38	0.382	0.994
72 x 7	0.37	0.370	0.999
86 x 7	0.35	0.352	0.995
92 x 7	0.34	0.341	0.996
100 x 7	0.33	0.332	0.995
110 x 10	0.28	0.284	0.986
110 x 19	0.28	0.281	0.997

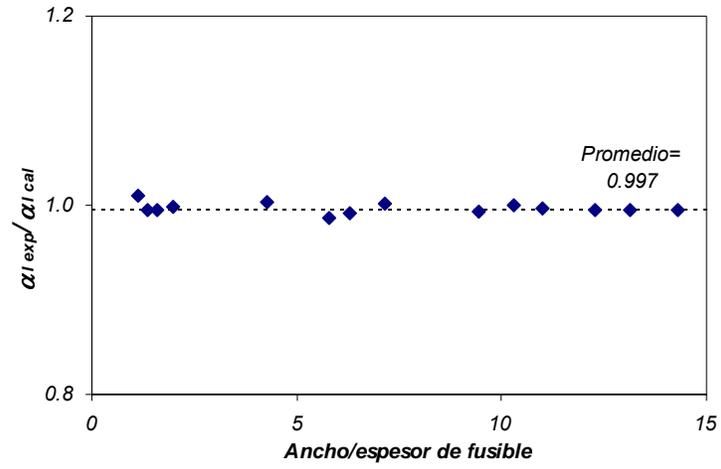


Figura B.7. Comparación de valores experimentales y calculados de α_i .

APÉNDICE C

ACERO DE REFUERZO EN LOS ELEMENTOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS

En los modelos analíticos de los edificios, fueron diseñados los elementos ubicados en los ejes denotados con números (Figura 6.1). Debido a la simetría de los edificios, los ejes 1 y 5 y los ejes 2 y 4 tienen la misma armadura de refuerzo. Las Tablas C.1, C.2 y C.3 muestran la distribución del acero de refuerzo en las columnas, las vigas y los muros de los modelos analíticos, respectivamente. La cuantía en las columnas y muros se valuó como el cociente entre el refuerzo total y el área de la sección transversal de la sección. La cuantía en las vigas se valuó como el cociente entre el refuerzo a tensión y el área efectiva de la sección.

Tabla C.1. Refuerzo en las columnas de los modelos analíticos de edificios.

Edificio	Refuerzo total	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
AC6-1	24-1.1/2"	5.6	1	1 ^(e) , 1 ⁽ⁱ⁾	1
	16-1"	1.7	2 – 6	2 – 6 ^(e)	
	12-1"	1.2		2 – 6 ⁽ⁱ⁾	2 – 6
AC6-2	28-1"	1.8	1		
	24-1"	1.5		1 ^(e)	
	16-1"	1.0	2 – 6	1 ⁽ⁱ⁾ , 2-6 ^(e) , 2-6 ⁽ⁱ⁾	1 – 6
AC6-3	24-1"	3.4		1 ⁽ⁱ⁾	1
	20-1"	2.8	1	1 ^(e)	
	12-1"	1.7	2 – 6	2-6 ^(e) , 2-6 ⁽ⁱ⁾	2 – 6
AC6-4	20-1"	3.3	1		
	16-1"	2.7	2 – 3		
	12-1"	2.0	4 – 6		1-6 ^(e) , 1 ⁽ⁱ⁾
	12-3/4"	1.1			2-6 ⁽ⁱ⁾

^(e): exterior.

⁽ⁱ⁾: interior.

Tabla C.1. Refuerzo en las columnas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Refuerzo total	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
AC6-5	20-1''	2.1	1		
	16-1''	1.7		1 ^(e)	
	12-1''	1.2	2 – 6	2-6 ^(e) , 1-6 ⁽ⁱ⁾	1 – 6
AC6-6	16-1''	3.2	1		
	12-1''	2.4		1-6 ^(e)	
	16-3/4''	1.8	2 – 6	1 ⁽ⁱ⁾	1
	12-3/4''	1.4		2-6 ⁽ⁱ⁾	2 – 6
AC15-1	76-1.1/2''	5.9			1 ⁽ⁱ⁾
	72-1.1/2''	5.7	1		1 ^(e)
	52-1.1/2''	4.1	2 – 4		
	36-1.1/2''	2.9	5 – 7		
	28-1.1/2''	2.2			2 – 6 ^(e)
	24-1.1/2''	1.9	8 – 9		7 – 8 ^(e)
	20-1.1/2''	1.6			9 – 15 ^(e)
	16-1.1/2''	1.3	10 – 15		2 – 15 ⁽ⁱ⁾
DF6-1	24-1''	3.4		1 ⁽ⁱ⁾	1
	20-1''	2.8	1	1 ^(e)	
	12-1''	1.7	2 – 6	2-6 ^(e) , 2-6 ⁽ⁱ⁾	2 – 6
DF6-2	12-1''	1.7	1		
	8-1''	1.1	2 – 6	1-6 ^(e) , 1-6 ⁽ⁱ⁾	1 – 6

^(e): exterior.

⁽ⁱ⁾: interior.

Tabla C.1. Refuerzo en las columnas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Refuerzo total	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
DF15-1	40-1.1/2"	4.6	1		
	36-1.1/2"	4.1			1 ⁽ⁱ⁾
	32-1.1/2"	3.7			1 ^(e)
	40-1"	2.0	2 – 4		
	32-1"	1.6	5 – 7		
	24-1"	1.2	8 – 9		
	20-1"	1.0	10 – 15		2-15 ^(e) , 2-15 ⁽ⁱ⁾

^(e): exterior.⁽ⁱ⁾: interior.

Tabla C.2. Refuerzo en las vigas de los modelos analíticos de edificios.

Edificio	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
AC6-1	7-1"	7-1"	2.1	1 – 6 ⁽ⁱ⁾		
	9-1"	9-1"	2.7	1 – 6 ^(d)		
	2-1"	4-1"	1.2		1 – 6	1 – 6 ⁽ⁱ⁾
	3-3/4"	3-1"	0.9			1 – 6 ^(d)
AC6-2	3-1"	3-1"	0.7	1 – 6 ⁽ⁱ⁾		
	4-1"	4-1"	1.0	1 – 6 ^(d)		
	3-3/4"	4-3/4"	0.6		1 – 6	1 – 6
AC6-3	4-1"	4-1"	1.2	1 – 6 ⁽ⁱ⁾		
	4-1"	5-1"	1.5	1 – 6 ^(d)		
	3-3/4"	3-1"	0.9		1 – 6	1 – 6
AC6-4	5-1"	5-1"	1.5	1 – 6 ⁽ⁱ⁾		
	6-1"	6-1"	1.8	1 – 6 ^(d)	1 – 6	
	3-5/8"	4-3/4"	0.7			1 – 6
AC6-5	3-1"	3-1"	0.9	1 – 6 ⁽ⁱ⁾		
	4-1"	4-1"	1.2	1 – 6 ^(d)		
	3-5/8"	4-3/4"	0.7		1 – 6	1 – 6 ⁽ⁱ⁾
	3-3/4"	5-3/4"	0.9			1 – 6 ^(d)
AC6-6	4-1"	4-1"	1.2	1 – 6 ⁽ⁱ⁾		
	4-1"	5-1"	1.5	1 – 6 ^(d)		
	3-5/8"	4-3/4"	0.7		1 – 6	1 – 6 ⁽ⁱ⁾
	3-3/4"	5-3/4"	0.9			1 – 6 ^(d)

⁽ⁱ⁾: extremo izquierdo.

^(d): extremo derecho.

Tabla C.2. Refuerzo en las vigas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
AC15-1	8-1.1/2"	8-1.1/2"	1.8	1-6 ⁽ⁱ⁾ , 10-12 ^(d)	13 - 15	
	11-1.1/2"	11-1.1/2"	2.5	1 - 6 ^(d)	1	
	7-1.1/2"	7-1.1/2"	1.6	7 - 9 ⁽ⁱ⁾		
	10-1.1/2"	10-1.1/2"	2.2	7 - 9 ^(d)	10 - 12	
	5-1.1/2"	5-1.1/2"	1.1	10 - 12 ⁽ⁱ⁾		
	4-1.1/2"	4-1.1/2"	0.9	13 - 15 ⁽ⁱ⁾		
	6-1.1/2"	6-1.1/2"	1.3	13 - 15 ^(d)		
	13-1.1/2"	13-1.1/2"	2.9		2 - 7	
	12-1.1/2"	12-1.1/2"	2.7		8 - 9	
	7-1"	8-1"	0.8			1, 4 - 6
	6-1"	8-1"	0.8			2-3 ⁽ⁱ⁾ , 7-9 ⁽ⁱ⁾
	7-1"	7-1"	0.7			2-3 ^(d) , 7-9 ^(d)
	5-1"	7-1"	0.7			10 - 12 ⁽ⁱ⁾
	6-1"	6-1"	0.6			10 - 12 ^(d)
	5-1"	6-1"	0.6			13 - 15 ⁽ⁱ⁾
5-1"	5-1"	0.5			13 - 15 ^(d)	
DF6-1	4-1"	4-1"	1.2	1 - 6 ⁽ⁱ⁾		
	4-1"	5-1"	1.5	1 - 6 ^(d)		
	3-3/4"	3-1"	0.9		1 - 6	1 - 6
DF6-2	3-3/4"	3-1"	0.9	1 - 6		
	4-5/8"	5-3/4"	0.9		1 - 6	
	4-5/8"	4-3/4"	0.7			1 - 6

⁽ⁱ⁾: extremo izquierdo.^(d): extremo derecho.

Tabla C.2. Refuerzo en las vigas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
DF15-1	7-1''	7-1''	1.2	1-2 ⁽ⁱ⁾ , 10-12 ⁽ⁱ⁾ , 13-15 ^(d)		
	9-1''	9-1''	1.6	1-2 ^(d) , 10-12 ^(d)		
	8-1''	8-1''	1.4	3 - 9 ⁽ⁱ⁾	1, 13-15	
	11-1''	11-1''	1.9	3 - 7 ^(d)	4 - 9	
	10-1''	10-1''	1.8	8 - 9 ^(d)	2-3, 10-11	
	6-1''	6-1''	1.1	13 - 15 ⁽ⁱ⁾		
	3-1''	4-1''	0.7			1-2, 8-12 ^(d) , 13-15
	3-1''	5-1''	0.9			3 - 12 ⁽ⁱ⁾
	4-1''	5-1''	0.9			3 - 7 ^(d)

⁽ⁱ⁾: extremo izquierdo.

^(d): extremo derecho.

Tabla C.3. Refuerzo en los muros de los modelos analíticos de edificios.

Edificio	Refuerzo total	Cuantía (%)	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)
AC6-1	98-1''	1.6	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	54-1''	0.9	4 – 6		4 – 6 ^(o)
AC6-2	66-1''	1.4	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	40-1''	0.9	4 – 6		4 – 6 ^(o)
AC6-3	66-1''	1.4	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	40-1''	0.9	4 – 6		4 – 6 ^(o)
AC6-4	116-1''	1.8	1 – 3	1 – 3, 1 – 3 ^(o)	
	72-1''	1.1	4 – 6	4 – 6, 4 – 6 ^(o)	
AC6-5	100-1''	1.6	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	54-1''	0.9	4 – 6		4 – 6 ^(o)
AC6-6	100-1''	1.6	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	54-1''	0.9	4 – 6		4 – 6 ^(o)
AC15-1	112-1.1/2''	1.4	1 – 6	1–6, 1–6 ^(o)	
	86-1.1/2''	1.1	7 – 9	7–9, 7–9 ^(o)	
	72-1.1/2''	0.9	10 – 12	10–12, 10–12 ^(o)	
	44-1.1/2''	0.5	13 – 15	13–15, 13–15 ^(o)	
DF6-1	66-1''	1.4	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	40-1''	0.9	4 – 6		4 – 6 ^(o)
DF6-2	50-1''	1.6	1 – 3		1 – 3 ^(o)
	32-1''	1.0	4 – 6		4 – 6 ^(o)
DF15-1	76-1.1/2''	1.7	1 – 6	1–6, 1–6 ^(o)	
	60-1.1/2''	1.4	7 – 9	7–9, 7–9 ^(o)	
	40-1.1/2''	0.9	10 – 12	10–12, 10–12 ^(o)	
	46-1''	0.5	13 – 15	13–15, 13–15 ^(o)	

^(o): ortogonal a la dirección de análisis.

APÉNDICE D

PARÁMETROS DE LA APROXIMACIÓN BILINEAL DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE LOS ELEMENTOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS

Para el empleo del programa de análisis *Ruaumoko* (Carr, 2010), fueron obtenidas las aproximaciones bilineales del diagrama momento-curvatura con el programa BIAX (Wallace, 1989) en secciones típicas de los elementos de los modelos analíticos de los edificios diseñados como parte del presente estudio. En la obtención de las pendientes simplificadas del diagrama momento-curvatura de la sección se empleó el criterio de igualdad del área bajo la curva calculada del diagrama y el área bajo la curva bilineal (Mahin y Bertero, 1976), como se presenta esquemáticamente en la Figura D.1.

En la curva bilineal, M_y es el momento de fluencia de la sección, $E_c I$ es la pendiente en el intervalo elástico, $r E_c I$ es la pendiente post-fluencia, donde r es menor que la unidad, E_c es el módulo de elasticidad del concreto. Las tablas D.1, D.2 y D.3 muestran los valores de estos parámetros obtenidos en las columnas, vigas y muros de los modelos analíticos de edificios, respectivamente, además de otros parámetros tales como el área de la sección transversal, A , la inercia efectiva, I , la inercia total, I_g , y la carga axial, P .

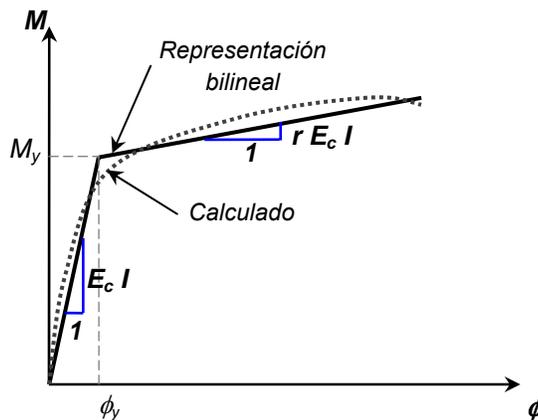


Figura D.1. Diagrama momento-curvatura y representación bilineal.

Tabla D.1. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de columnas de los modelos analíticos de edificios.

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y (kN-m)	P (kN)
AC6-1	1			0.49	0.0176	0.88	0.02	3345	559
	2-3			0.49	0.0074	0.37	0.02	1197	461
	4-6			0.49	0.0068	0.34	0.02	1167	280
		1 ^(e)		0.49	0.0184	0.92	0.02	3384	1118
		2-3 ^(e)		0.49	0.0084	0.42	0.01	1295	922
		4-6 ^(e)		0.49	0.0076	0.38	0.02	1216	559
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.49	0.0188	0.94	0.02	3502	2237
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.49	0.0078	0.39	0.01	1265	1844
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.49	0.0072	0.36	0.01	1117	1118	
AC6-2	1			0.81	0.0213	0.39	0.02	2668	615
	2-3			0.81	0.0137	0.25	0.01	1707	507
	4-6			0.81	0.0137	0.25	0.01	1668	308
		1 ^(e)		0.81	0.0213	0.39	0.02	2443	1230
		2-3 ^(e)		0.81	0.0164	0.30	0.01	1805	1014
		4-6 ^(e)		0.81	0.0142	0.26	0.01	1726	615
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.81	0.0186	0.34	0.01	2178	2761
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.81	0.0178	0.33	0.01	2070	2028
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.81	0.0159	0.29	0.01	1884	1230	
AC6-3	1			0.36	0.0055	0.51	0.02	1148	531
	2-3			0.36	0.0040	0.37	0.02	775	438
	4-6			0.36	0.0039	0.36	0.02	746	267
		1 ^(e)		0.36	0.0063	0.58	0.02	1236	1063
		2-3 ^(e)		0.36	0.0043	0.40	0.01	853	875
		4-6 ^(e)		0.36	0.0041	0.38	0.01	804	531
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.36	0.0075	0.69	0.02	1540	2125
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.36	0.0054	0.50	0.01	991	1751
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.36	0.0045	0.42	0.01	893	1063	
AC6-4	1			0.30	0.0045	0.59	0.01	1040	515
	2-3			0.30	0.0040	0.52	0.01	873	424
	4-6			0.30	0.0032	0.42	0.01	667	259
			1 ^(e)	0.30	0.0037	0.49	0.01	785	1031
			2-3 ^(e)	0.30	0.0036	0.47	0.01	755	849
			4-6 ^(e)	0.30	0.0034	0.44	0.01	706	483
			1 ⁽ⁱ⁾	0.30	0.0042	0.55	0.01	903	2061
			2-3 ⁽ⁱ⁾	0.30	0.0032	0.42	0.01	647	1698
		4-6 ⁽ⁱ⁾	0.30	0.0027	0.36	0.01	559	1031	

^(e): exterior.

⁽ⁱ⁾: interior.

Tabla D.1. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de columnas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y (kN-m)	P (kN)
AC6-5	1			0.49	0.0090	0.45	0.02	1432	559
	2-3			0.49	0.0064	0.32	0.01	991	461
	4-6			0.49	0.0060	0.30	0.01	942	280
		1 ^(e)		0.49	0.0084	0.42	0.02	1315	1118
		2-3 ^(e)		0.49	0.0070	0.35	0.01	1079	922
		4-6 ^(e)		0.49	0.0066	0.33	0.01	1010	559
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.49	0.0082	0.41	0.01	1344	2237
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.49	0.0078	0.39	0.01	1265	1844
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.49	0.0072	0.36	0.01	1117	1118	
AC6-6	1			0.25	0.0030	0.58	0.02	736	499
	2-3			0.25	0.0021	0.40	0.01	471	411
	4-6			0.25	0.0019	0.37	0.02	441	251
		1 ^(e)		0.25	0.0028	0.53	0.02	657	1001
		2-3 ^(e)		0.25	0.0027	0.52	0.01	638	823
		4-6 ^(e)		0.25	0.0026	0.50	0.02	598	468
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.25	0.0027	0.52	0.01	657	1998
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.25	0.0023	0.45	0.01	549	1647
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.25	0.0022	0.42	0.01	481	1001	
AC15-1	1			1.44	0.1676	0.97	0.02	18149	2347
	2-4			1.44	0.1348	0.78	0.02	13734	2178
	5-7			1.44	0.1002	0.58	0.02	10104	1708
	8-9			1.44	0.0743	0.43	0.02	7043	1238
	10-12			1.44	0.0536	0.31	0.02	4836	925
	13-15			1.44	0.0518	0.30	0.02	4659	455
			1 ^(e)	1.44	0.1763	1.02	0.02	18541	4694
			2-3 ^(e)	1.44	0.0950	0.55	0.02	9172	4357
			4-6 ^(e)	1.44	0.0916	0.53	0.02	7456	3731
			7-9 ^(e)	1.44	0.0795	0.46	0.02	6573	2791
			10-12 ^(e)	1.44	0.0708	0.41	0.02	6327	1851
			13-15 ^(e)	1.44	0.0639	0.37	0.02	5906	911
			1 ⁽ⁱ⁾	1.44	0.1884	1.09	0.02	20601	9387
			2-3 ⁽ⁱ⁾	1.44	0.0812	0.47	0.01	7838	8713
			4-6 ⁽ⁱ⁾	1.44	0.0795	0.46	0.01	7456	7461
			7-9 ⁽ⁱ⁾	1.44	0.0743	0.43	0.01	6769	5581
			10-12 ⁽ⁱ⁾	1.44	0.0639	0.37	0.02	5984	3701
			13-15 ⁽ⁱ⁾	1.44	0.0587	0.34	0.02	5150	1822

(e): exterior.

(i): interior.

Tabla D.1. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de columnas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y (kN-m)	P (kN)
DF6-1	1			0.36	0.0055	0.51	0.02	1148	531
	2-3			0.36	0.0040	0.37	0.02	775	438
	4-6			0.36	0.0039	0.36	0.02	746	267
		1 ^(e)		0.36	0.0063	0.58	0.02	1236	1063
		2-3 ^(e)		0.36	0.0043	0.40	0.01	853	875
		4-6 ^(e)		0.36	0.0041	0.38	0.01	804	531
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.36	0.0075	0.69	0.02	1540	2125
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.36	0.0054	0.50	0.01	991	1751
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.36	0.0045	0.42	0.01	893	1063	
DF6-2	1			0.36	0.0044	0.41	0.01	814	531
	2-3			0.36	0.0034	0.32	0.01	582	438
	4-6			0.36	0.0030	0.28	0.01	539	267
		1 ^(e)		0.36	0.0040	0.37	0.01	697	1063
		2-3 ^(e)		0.36	0.0038	0.35	0.01	676	875
		4-6 ^(e)		0.36	0.0031	0.31	0.01	598	531
		1 ⁽ⁱ⁾	1	0.36	0.0047	0.44	0.01	883	2125
		2-3 ⁽ⁱ⁾	2-3	0.36	0.0044	0.41	0.01	824	1751
	4-6 ⁽ⁱ⁾	4-6	0.36	0.0040	0.37	0.01	706	1063	
DF15-1	1			1.00	0.0725	0.87	0.02	8339	2132
	2-4			1.00	0.0400	0.48	0.02	4562	1979
	5-7			1.00	0.0325	0.39	0.01	3776	1553
	8-9			1.00	0.0258	0.31	0.01	2845	1125
	10-12			1.00	0.0233	0.28	0.01	2443	841
	13-15			1.00	0.0225	0.27	0.01	2354	414
			1 ^(e)	1.00	0.0633	0.76	0.02	7554	4267
			2-3 ^(e)	1.00	0.0325	0.39	0.01	3414	3960
			4-6 ^(e)	1.00	0.0300	0.36	0.01	3257	3391
			7-9 ^(e)	1.00	0.0283	0.34	0.01	2943	2537
			10-12 ^(e)	1.00	0.0258	0.31	0.01	2668	1682
			13-15 ^(e)	1.00	0.0225	0.27	0.01	2423	828
			1 ⁽ⁱ⁾	1.00	0.0767	0.92	0.02	8829	8533
			2-3 ⁽ⁱ⁾	1.00	0.0383	0.46	0.01	4415	7921
			4-6 ⁽ⁱ⁾	1.00	0.0375	0.45	0.01	4120	6783
			7-9 ⁽ⁱ⁾	1.00	0.0320	0.42	0.01	3708	5074
			10-12 ⁽ⁱ⁾	1.00	0.0300	0.36	0.01	3237	3365
			13-15 ⁽ⁱ⁾	1.00	0.0258	0.31	0.01	2659	1656

^(e): exterior.

⁽ⁱ⁾: interior.

Tabla D.2. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de vigas de los modelos analíticos de edificios.

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y^+ (kN-m)	M_y^- (kN-m)
AC6-1	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.18	0.0048	0.89	0.02	824	824
	1 – 6 ^(d)			0.18	0.0048	0.89	0.02	1010	1010
		1 – 6		0.18	0.0022	0.41	0.02	255	500
			1 – 6 ⁽ⁱ⁾	0.18	0.0020	0.37	0.02	255	500
			1 – 6 ^(d)	0.18	0.0020	0.37	0.02	226	353
AC6-2	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.23	0.0043	0.41	0.02	481	481
	1 – 6 ^(d)			0.23	0.0043	0.41	0.02	628	628
		1 – 6	1 – 6	0.23	0.0027	0.26	0.02	284	373
AC6-3	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.18	0.0030	0.56	0.02	491	491
	1 – 6 ^(d)			0.18	0.0030	0.56	0.02	530	618
		1 – 6	1 – 6	0.18	0.0017	0.32	0.02	226	353
AC6-4	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.18	0.0037	0.69	0.02	608	608
	1 – 6 ^(d)			0.18	0.0037	0.69	0.02	657	657
		1 – 6		0.18	0.0039	0.72	0.03	657	657
			1 – 6	0.18	0.0014	0.26	0.02	157	284
AC6-5	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.18	0.0026	0.48	0.02	373	373
	1 – 6 ^(d)			0.18	0.0026	0.48	0.02	491	491
		1 – 6		0.18	0.0014	0.26	0.02	157	284
			1 – 6 ⁽ⁱ⁾	0.18	0.0016	0.30	0.02	216	353
			1 – 6 ^(d)	0.18	0.0016	0.30	0.02	157	284
AC6-6	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.18	0.0030	0.56	0.02	491	491
	1 – 6 ^(d)			0.18	0.0030	0.56	0.02	500	598
		1 – 6		0.18	0.0014	0.26	0.02	157	284
			1 – 6 ⁽ⁱ⁾	0.18	0.0016	0.30	0.02	216	353
			1 – 6 ^(d)	0.18	0.0016	0.30	0.02	157	284

⁽ⁱ⁾: extremo izquierdo.

^(d): extremo derecho.

Tabla D.2. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de vigas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y^+ (kN-m)	M_y^- (kN-m)
AC15-1	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.55	0.0477	0.86	0.02	4414	4414
	1 – 6 ^(d)			0.55	0.0477	0.86	0.02	5788	5788
	7 – 9 ⁽ⁱ⁾			0.55	0.0452	0.82	0.02	3728	3728
	7 – 9 ^(d)			0.55	0.0452	0.82	0.02	5150	5150
	10 – 12 ⁽ⁱ⁾			0.55	0.0352	0.64	0.02	2649	2649
	10 – 12 ^(d)			0.55	0.0352	0.64	0.02	4414	4414
	13 – 15 ⁽ⁱ⁾			0.55	0.0291	0.53	0.02	2109	2109
	13 – 15 ^(d)			0.55	0.0291	0.53	0.02	3188	3188
		1		0.55	0.0538	0.97	0.02	5788	5788
		2 – 7		0.55	0.0555	1.00	0.02	6573	6573
		8 – 9		0.55	0.0554	0.99	0.02	5935	5935
		10 – 12		0.55	0.0516	0.93	0.02	5150	5150
		13 – 15		0.55	0.0416	0.75	0.02	4414	4414
			1, 4–6	0.55	0.0211	0.38	0.02	1638	1903
			2–3 ⁽ⁱ⁾ , 7–9 ⁽ⁱ⁾	0.55	0.0205	0.37	0.02	1413	1903
			2–3 ^(d) , 7–9 ^(d)	0.55	0.0205	0.37	0.02	1638	1903
			10 – 12 ⁽ⁱ⁾	0.55	0.0177	0.32	0.02	1158	1628
			10 – 12 ^(d)	0.55	0.0177	0.32	0.02	1422	1422
			13 – 15 ⁽ⁱ⁾	0.55	0.0158	0.29	0.02	1187	1413
			13 – 15 ^(d)	0.55	0.0158	0.29	0.02	1187	1187
DF6-1	1 – 6 ⁽ⁱ⁾			0.18	0.0030	0.56	0.02	491	491
	1 – 6 ^(d)			0.18	0.0030	0.56	0.02	530	618
		1 – 6	1 – 6	0.18	0.0017	0.32	0.02	226	353
DF6-2	1 – 6			0.18	0.0017	0.32	0.02	226	353
		1 – 6		0.18	0.0017	0.32	0.02	196	343
			1 – 6	0.18	0.0015	0.29	0.02	190	275

⁽ⁱ⁾: extremo izquierdo.

^(d): extremo derecho.

Tabla D.2. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de vigas de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y^+ (kN-m)	M_y^- (kN-m)
DF15-1	1-2 ⁽ⁱ⁾ ,10-12 ⁽ⁱ⁾			0.32	0.0108	0.64	0.02	1197	1197
	1-2 ^(d) ,10-12 ^(d)			0.32	0.0108	0.64	0.02	1432	1432
	3 – 7 ⁽ⁱ⁾			0.32	0.0118	0.69	0.03	1275	1275
	3 – 7 ^(d)			0.32	0.0118	0.69	0.03	1687	1687
	8 – 9 ⁽ⁱ⁾			0.32	0.0113	0.66	0.03	1275	1275
	8 – 9 ^(d)			0.32	0.0113	0.66	0.03	1560	1560
	13 – 15 ⁽ⁱ⁾			0.32	0.0094	0.55	0.02	1040	1040
	13 – 15 ^(d)			0.32	0.0094	0.55	0.02	1197	1197
		1, 13-15		0.32	0.0102	0.60	0.03	1275	1275
		2-3,10-12		0.32	0.0123	0.72	0.03	1560	1560
		4 – 9		0.32	0.0133	0.78	0.03	1687	1687
			1-2,13-15	0.32	0.0053	0.31	0.02	501	667
			3 – 7 ⁽ⁱ⁾	0.32	0.0064	0.37	0.02	510	824
			3 – 7 ^(d)	0.32	0.0064	0.37	0.02	677	834
			8 – 12 ⁽ⁱ⁾	0.32	0.0057	0.34	0.02	510	824
			8 – 12 ^(d)	0.32	0.0057	0.34	0.02	501	667

⁽ⁱ⁾: extremo izquierdo.

^(d): extremo derecho.

Tabla D.3. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de muros de los modelos analíticos de edificios.

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	r	M_y (kN-m)	P (kN)
AC6-1	1 – 3			3.00	14.06	0.02	42379	7068
	4 – 6			3.00	14.06	0.02	21825	6509
			1 – 3 ^(o)	3.00	0.040	0.02	2585	7068
			4 – 6 ^(o)	3.00	0.040	0.02	1331	6509
AC6-2	1 – 3			2.20	5.54	0.02	20405	4536
	4 – 6			2.20	5.54	0.02	10508	3921
			1 – 3 ^(o)	2.20	0.029	0.02	1245	4536
			4 – 6 ^(o)	2.20	0.029	0.02	641	3921
AC6-3	1 – 3			2.20	5.54	0.02	20405	4369
	4 – 6			2.20	5.54	0.02	10508	3837
			1 – 3 ^(o)	2.20	0.029	0.02	1245	4369
			4 – 6 ^(o)	2.20	0.029	0.02	641	3837
AC6-4	1 – 3	1 – 3		3.40	20.47	0.02	70043	8011
	4 – 6	4 – 6		3.40	20.47	0.02	36537	6981
		1 – 3 ^(o)		3.40	0.045	0.02	3649	6981
		4 – 6 ^(o)		3.40	0.045	0.02	1971	6466
AC6-5	1 – 3			3.20	17.07	0.02	45518	7068
	4 – 6			3.20	17.07	0.02	24671	6509
			1 – 3 ^(o)	3.20	0.043	0.02	2872	7068
			4 – 6 ^(o)	3.20	0.043	0.02	1529	6509
AC6-6	1 – 3			3.20	17.07	0.02	45518	6951
	4 – 6			3.20	17.07	0.02	24671	6418
			1 – 3 ^(o)	3.20	0.043	0.02	2872	6951
			4 – 6 ^(o)	3.20	0.043	0.02	1529	6418

^(o): ortogonal a la dirección de análisis.

Tabla D.3. Parámetros de la aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura de las secciones de muros de los modelos analíticos de edificios (continuación).

Edificio	Ejes 1 y 5 (nivel)	Ejes 2 y 4 (nivel)	Eje 3 (nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	r	M_y (kN-m)	P (kN)
AC15-1	1 – 6	1 – 6		8.45	29.75	0.02	112544	34249
	7 – 9	7 – 9		8.45	29.75	0.02	84408	30443
	10 – 12	10 – 12		8.45	29.75	0.02	73158	28563
	13 – 15	13 – 15		8.45	29.75	0.02	45022	26684
		1 – 6 ^(o)		8.45	1.190	0.02	7369	29556
		7 – 9 ^(o)		8.45	1.190	0.02	5542	27653
		10 – 12 ^(o)		8.45	1.190	0.02	4781	26713
		13 – 15 ^(o)		8.45	1.190	0.02	2961	25773
DF6-1	1 – 3			2.20	5.54	0.02	20405	4369
	4 – 6			2.20	5.54	0.02	10508	3837
			1 – 3 ^(o)	2.20	0.029	0.02	1245	4369
			4 – 6 ^(o)	2.20	0.029	0.02	641	3837
DF6-2	1 – 3			1.60	2.133	0.02	11772	3329
	4 – 6			1.60	2.133	0.02	6615	2797
			1 – 3 ^(o)	1.60	0.021	0.02	954	3329
			4 – 6 ^(o)	1.60	0.021	0.02	523	2797
DF15-1	1 – 6	1 – 6		4.95	12.48	0.02	66011	23834
	7 – 9	7 – 9		4.95	12.48	0.02	49502	20375
	10 – 12	10 – 12		4.95	12.48	0.02	32903	18667
	13 – 15	13 – 15		4.95	12.48	0.02	16654	16957
		1 – 6 ^(o)		4.95	0.334	0.02	4278	19568
		7 – 9 ^(o)		4.95	0.334	0.02	3208	17838
		10 – 12 ^(o)		4.95	0.334	0.02	2132	16983
		13 – 15 ^(o)		4.95	0.334	0.02	1034	16129

^(o): ortogonal a la dirección de análisis.