



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

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL
CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON
DISCONTINUIDADES**

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

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FRANCISCO JAVIER JIMÉNEZ REID

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SANCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

Este trabajo ha sido financiado por FONDECYT

SANTIAGO DE CHILE

2016

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL
GRADO DE: Ingeniero Civil y grado de
Magister en ingeniería Sísmica
POR: Francisco Javier Jiménez Reid
PROFESOR GUÍA: Leonardo Massone Sánchez

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON DISCONTINUIDADES

Al someter muros estructurales esbeltos de hormigón armado (HA) a grandes sollicitaciones sísmicas, es de esperar que estos incurrieren en el rango no lineal debido a la fluencia de las barras de refuerzo longitudinal, lo que produce rótulas plásticas, especialmente en la base. Es común que se alcance la capacidad al momento en la base, lo que afecta principalmente el primer modo de vibrar. Sin embargo, el corte basal puede ser afectado por modos superiores una vez que se alcanza la fluencia flexural en la base, lo que puede derivar en una subestimación del corte basal. Este fenómeno es conocido como la amplificación dinámica del corte, la que no se encuentra incorporada en la actual normativa chilena para el diseño. A fin de investigar la demanda de corte debido a modos superiores, un estudio experimental es realizado en cinco probetas con escala 1:10. El programa considera muros de corte de HA en voladizo con sección rectangular y una masa total de 1 [ton], concentrada en 5 niveles. Los muros consideran discontinuidades comunes en construcciones locales (abertura central, muro bandera), y son materializadas sólo en la base de las probetas, y una de ellas no considera ni armadura de corte ni detallamiento de borde. Éstas son montadas en una mesa vibradora unidireccional para imponer las forzantes. Las probetas son de 2.15 [m] de alto, 15 [cm] de largo y 4 [cm] de espesor. Los ensayos son concebidos para alcanzar el rango no lineal y la excitación de modos superiores, a fin de estudiar la amplificación dinámica no lineal del corte. Adicionalmente, se obtienen mediciones experimentales del fenómeno para muros construidos según la práctica local, y los resultados de un muro base son comparados con los de muros con discontinuidades que presentaron problemas para el terremoto del 2010 en Chile, analizando cómo la amplificación impacta estas estructuras. Los muros son ensayados con una forzante sintética escalada en tiempo, basada en la registrada en Constitución para el sismo del 2010 en Chile, y el registro de Lolleo para el terremoto de 1985 en Chile. Todas las probetas son sometidas a la forzante sintética (Constitución) con una escala en aceleración incremental de 10% a 200%, también se aplica la señal de Lolleo al 100 y 150% de ser posible. El daño se concentra en la base de los muros, principalmente debido a flexión con alguna participación del corte. Para el registro sintético una amplificación promedio de 1.26 es obtenida, y un descenso de la resultante de fuerzas laterales cercana a $0.38h_w$. El aumento de la intensidad del registro, hace que la amplificación llegue a 1.8. En tanto ésta disminuye notablemente con señal con bajo contenido de frecuencias (Lolleo). No se observan diferencias significativas en la amplificación del corte cuando se incorpora una abertura central en la base, ni para el muro bandera, aun cuando el agrietamiento y modo de falla es diferente en estas probetas. La demanda de ductilidad y el aumento de periodo fundamental no muestran correlación cuando se aplican 2 señales diferentes, en tanto que el contenido de frecuencias y la intensidad de Arias infieren directamente en la amplificación. La amplificación medida es bien correspondida con la estimación por medio de la formulación de Priestley, et al. (2003), y se propone un ajuste del corte amplificado según la Intensidad de Arias efectiva del ensayo.

AGRADECIMIENTOS

Debo este trabajo, que no es sino la culminación de un largo proceso de formación, al apoyo de muchas eximias y nobles personas, a quienes debo no solo el debido agradecimiento, sino también un merecido respeto.

En primer lugar, a mi padre, artífice de mi formación como ingeniero y persona, junto con mi madre, apoyo incondicional durante mucho más que estos años de carrera. A mi novia Mariel Ardiles, mi ayuda y compañía, alegrando esta etapa. Ustedes han sido un don inefable en mi vida. A mis hermanos, José Luis, Carolina y Marcela, quienes han dejado una marca imperecedera en mi persona. Gracias hermano por ayudarme cuando más lo necesité.

A mis amigos, por todo su entusiasmo, ánimo y apoyo. Por supuesto a mis amigos de primer año, Machines: Antonio Barrios, Paulina Rodríguez, Fernanda Ramírez, Camila Orellana, Fernanda Godoy, Pia Lois y también a Ivan y Macarena, cómo olvidar esas largas jornadas de estudio y distención. Y con un aprecio gigante a mis amigos de civil, Rocas: Sebastián Olea, Bastián Garrido, Julio Álvarez y Cristian Vera, hicieron que una simple carrera fuera una tremenda experiencia.

Este trabajo no pudo haberse realizado sin el gran apoyo de mi profesor guía, Leonardo Massone, quien confió y pulió mis capacidades, junto con Fabián Rojas. También debo un merecido reconocimiento a tantos maestros que he tenido en mi vida universitaria y escolar.

Finalmente, tengo que reconocer a muchísimas personas más que aportaron enormemente en este proyecto, entre ellos a Francisco Stroz, Hernán Santos, Francisco Tapia y Sebastián Díaz.

Muchas gracias a todos ustedes, les guardo un aprecio enorme. La impresión que han dejado en mi es imperecedera.

TABLA DE CONTENIDO

Resumen.....	i
Agradecimientos.....	ii
Tabla de Contenidos.....	iii
Índice de Tablas	viii
Índice de figuras	x
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivos generales	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Metodología	2
1.3.1 Estudio del fenómeno	2
1.3.2 Proponer Probetas Adecuadas.....	2
1.3.3 Señales a considerar.....	3
1.3.4 Construcción, instrumentación y ejecución	3
1.3.5 Estudio de los datos	3
1.4 Organización del Informe.....	4
1.4.1 Capítulo 1: Introducción	4
1.4.2 Capítulo 2: Marco Teórico y Revisión Bibliográfica.....	4
1.4.3 Capítulo 3: Probetas Propuestas.....	4
1.4.4 Capítulo 4: Construcción, Montaje y Ensayo	4
1.4.5 Capítulo 5: Resultados Experimentales.....	4
1.4.6 Capítulo 7: Conclusiones	4
1.5 Notación.....	5
CAPÍTULO 2. Marco Teórico y Revisión Bibliográfica.....	9
2.1 Descripción	9
2.1.1 Definición del fenómeno.....	9
2.1.2 Consideraciones en la Definición	10
2.2 Parámetros que Influyen	11
2.2.1 Periodo fundamental	11
2.2.2 Ductilidad	12
2.2.3 Capacidad al momento.....	13
2.2.4 Modos relevantes.....	14
2.2.5 Forzante basal.....	15
2.2.6 Acople con elementos horizontales.....	15
2.2.7 Aberturas en la altura de los muros	17
2.3 Estudios Experimentales Dinámicos	17
2.3.1 Descripción general de los ensayos y de resultados	18

2.3.2	Consideraciones en el diseño y montaje de las probetas	19
2.3.3	Forzantes para ensayos	21
2.3.4	Periodos, amortiguamiento e inercia efectiva.....	21
2.3.5	Participación de modos superiores en la respuesta.....	23
2.3.6	Amplificación lograda	26
2.4	Conclusiones.....	28
CAPÍTULO 3. Probetas Propuestas.....		30
3.1	Prototipo (de-escalado) Representado.....	30
3.1.1	Consideraciones de diseño.....	30
3.1.2	Descripción del prototipo	31
3.1.3	Características del Prototipo.....	33
3.2	Restricciones y Objetivos del Estudio	33
3.2.1	Resumen descriptivo.....	33
3.2.2	Equipamiento disponible	34
3.2.3	Dimensiones del muro y los materiales, escalamiento	35
3.3	Teoría de Escalas	35
3.4	Forzante Basal	36
3.5	Parametrización de Propuestas de Muros	39
3.6	Características Finales de los Muros.....	41
3.6.1	Características nominales de los materiales.....	41
3.6.2	Descripción de probetas: Generalidades	41
3.6.3	Descripción de probetas: Refuerzo	42
3.6.4	Resumen de propiedades descriptivas.....	44
3.6.5	Características Estructurales de los muros	45
3.6.6	Estructura de soporte lateral.....	47
3.7	Comparación de prototipo y probetas (modelo).....	49
CAPÍTULO 4. Construcción, Montaje y Ensayo		51
4.1	Construcción.....	51
4.1.1	Materiales.....	51
4.1.2	Acero de refuerzo	52
4.1.3	Hormigón	55
4.2	Montaje.....	57
4.3	Instrumentación	58
4.4	Ensayos y Modos de Falla.....	59
4.4.1	Generalidades	59
4.4.2	Comportamiento probeta M1	59
4.4.3	Comportamiento probeta M2.....	61
4.4.4	Comportamiento probeta M3.....	62
4.4.5	Comportamiento probeta M4.....	63

4.4.6	Comportamiento probeta M5.....	64
4.4.7	Estado final de probetas	65
CAPÍTULO 5. Resultados Experimentales.....		67
5.1	Consideraciones de los Resultados	67
5.1.1	Consideraciones generales	67
5.1.2	Desplazamiento absoluto y relativo (x_i y Δ_i).....	67
5.1.3	Fuerzas Inerciales (V_b y M_b)	67
5.1.4	Intensidad de Arias (I_a)	68
5.1.5	Fourier por nivel / Fourier basal	68
5.1.6	Energía en base a Transformada de Fourier	69
5.1.7	Desplazamiento de techo (Δ_{max} y Δ_y) y ductilidad μ	69
5.1.8	Deformación (ϵ) y curvatura (ϕ)	69
5.1.9	Profundidad línea neutra (c).....	70
5.2	Forzante Efectiva	70
5.2.1	Resumen de forzantes aplicadas.....	70
5.2.2	Registro de baja amplitud: C010	71
5.2.3	Registros basados en Constitución 2010	72
5.2.4	Registros Lollole 1985	73
5.2.5	Comparación general de forzantes y efectividad de la mesa	74
5.3	Análisis en el Espacio de la Frecuencia: Periodos de Vibrar, Energía Modal y EI Efectivo	76
5.3.1	Periodo aparente medido durante los ensayos.....	76
5.3.2	Energía Modal	77
5.3.3	Criterios de reducción de rigidez.....	79
5.3.4	Producto Elasticidad por Inercia Efectivo	81
5.4	Respuesta del Desplazamiento y Deformación.....	82
5.4.1	Desplazamiento de techo y ductilidad	82
5.4.2	Deformación, curvatura y profundidad del eje neutro	84
5.5	Momento a Flexión.....	86
5.5.1	Momento basal máximo.....	86
5.5.2	Envolvente de momento.....	88
5.5.3	Comportamiento Histerético.....	88
5.6	Corte.....	89
5.6.1	Corte basal máximo.....	89
5.6.2	Altura de resultante de fuerzas horizontales.....	90
5.6.3	Caracterización del corte basal máximo.....	91
5.6.4	Envolvente de Corte	93
5.6.5	Comportamiento Histerético.....	93
5.7	Validación del Modelo con C010	93

5.8	Amplificación del Corte	94
5.8.1	Criterios de amplificación	94
5.8.2	Resultados de amplificación.....	96
5.8.3	Correlación de la amplificación del corte con otros parámetros	99
5.8.4	Comparación con literatura	100
5.8.5	Ajuste con valores de I_a	105
5.9	Modelo No Lineal	106
5.9.1	Parámetros del modelo THNL.....	106
5.9.2	Resultados del modelo THNL	109
CAPÍTULO 6. Conclusiones		111
CAPÍTULO 7. Bibliografía		114
Anexo A	Matriz de Rigidez Ensamblada	1
A.1	Matriz de Rigidez Flexural Muro en Voladizo	1
A.2	Matriz de Rigidez Flexural Muro en Voladizo con Resorte Rotacional en la Base.....	3
A.3	Parámetros Definidos para Matrices del Modelo Lineal	4
Anexo B	Escalamiento	8
Anexo C	Descripción y Ensayo de Materiales	11
C.1	Hormigón PRESEC® C-15.....	11
C.2	SuperPlastificante Viscocrete® 5100 cl.....	13
C.3	Barras Lisas Acero A440-280H	15
C.4	Barras Entalladas AT56-50H	15
C.5	Ensayos de Cilindros de Hormigón.....	16
C.6	Cilindros de Hormigón con Barras Desadheridas	18
C.7	Ensayo de Barras de Acero AT56-50H.....	19
Anexo D	Características de la Probeta Base	20
D.1	Propiedades Nominales.....	20
D.2	Propiedades Reales.....	26
Anexo E	Diseño del Prototipo	30
Anexo F	Fotografías.....	37
F.1	Construcción.....	37
F.2	Montaje Previo Ensayo.....	42
Anexo G	Gráficos de Resultados Experimentales	47
G.1	Análisis de Fourier: Aceleración por Nivel / Aceleración Basal	47
G.2	Análisis de Fourier: Energía en base a la Aceleración por Nivel	49
G.3	Envolvente de Desplazamiento Relativo.....	50
G.4	Desplazamiento de Techo vs Curvatura Basal	51
G.5	Histéresis Momento Basal vs. Desplazamiento de Techo	53
G.6	Envolvente de Momento en la Altura.....	55

G.7	Perfil de Aceleraciones para el Momento Máximo	56
G.8	Momento Basal vs Deformación Unitaria Basal	57
G.9	Histéresis Corte Basal vs. Desplazamiento de Techo	58
G.10	Envolvente de Corte en la Altura.....	60
G.11	Perfil de Aceleraciones para el Corte Máximo	61
G.12	Altura de Resultante de Fuerzas	62
G.13	Amplificación del Corte vs Intensidad de Arias.....	63
G.14	Amplificación del Corte vs. Periodo Fundamental	64
G.15	Amplificación del Corte vs Desplazamiento de Techo	65
Anexo H	Estado de la Base de Probetas Durante Ensayo	66
H.1	M1.....	66
H.2	Probeta M2	67
H.3	Probeta M3	69
H.4	Probeta M4	71
7.1.1	Probeta M5	73
Anexo I	Regresión Modal	75
Anexo J	Planos de las Probetas.....	78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Configuraciones dimensionales de ensayos a gran escala.	19
Tabla 2-2: Características de las estructuras para modelarlas.	21
Tabla 2-3: Periodos e Inercia Efectiva CAMUS-1, ruido blanco y periodo aparente durante ensayo.	22
Tabla 2-4: Periodos e Inercia Efectiva CAMUS-3.	22
Tabla 2-5: Periodos e Inercia Efectiva Panagiotou.	23
Tabla 2-6: Periodos e Inercia Efectiva Ghorbanirenani.	23
Tabla 2-7: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos en CAMUS-1.....	26
Tabla 2-8: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos en CAMUS-3.....	26
Tabla 2-9: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos de Panagiotou.....	27
Tabla 2-10: Factores de amplificación dinámica según diferentes criterios.	27
Tabla 2-11: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos de Ghorbanirenani.	28
Tabla 3-1: Características generales del muro base.	34
Tabla 3-2: Factores de amplificación de las leyes de Cauchy y Froude (Carvalho, 1998).	36
Tabla 3-3: Características de las señales a utilizar.	38
Tabla 3-4: Descripción dimensional de los Muros.....	44
Tabla 3-5: Razones adimensionales descriptivas para los Muros.....	44
Tabla 3-6: Configuraciones Distintivas de cada Muro.	45
Tabla 3-7: Capacidad al Corte de las Probetas.....	45
Tabla 3-8: Parámetros Característicos de los Muros.	47
Tabla 3-9: Frecuencias y Periodos de Vibrar de las Probetas Considerando la Sección Bruta y Reducida.....	47
Tabla 3-10: Comparación de Parámetros del Prototipo y la Probeta (Modelo).	50
Tabla 4-1: Valor de f_c para los Cilindros Ensayados.	51
Tabla 4-2: Propiedades de barras ensayadas Ø6 A440-280H.....	51
Tabla 4-3: Propiedades de barras ensayadas Ø4 AT56-50H.....	51
Tabla 4-4: Fechas de Ensayo y Último Registro Aplicado a Cada Muro.....	59
Tabla 4-5: Fechas de Ensayo y Modo de Falla de las Probetas.....	65
Tabla 5-1: I_a y PGA Efectivo Aplicado en los Ensayos.	70
Tabla 5-2: Frecuencias y Periodos Aparentes Durante Ensayo.	77
Tabla 5-3: Frecuencias límites para la Integración de Energía.	78
Tabla 5-4: Energía Total y de cada Modo de cada Ensayo.	79
Tabla 5-5: Periodos Medidos durante Ensayo y E_I efectivo Correspondiente.	81
Tabla 5-6: Desplazamiento Relativo de Techo Máximo, de Fluencia y Ductilidad..	83
Tabla 5-7: Curvatura, Deformación y Largo de Compresión Característicos de los Ensayos.	85
Tabla 5-8: Momento Basal Máximo y Parámetros Relevantes, y Promedio de Máximos de cada Ensayo.	87
Tabla 5-9: Corte Basal Máximo y Parámetros Relevantes, y Promedio de Máximos de cada Ensayo.	89
Tabla 5-10: Participación de Modos y Reducción Respecto a Respuesta Lineal para Instante de Corte Basal Máximo.....	92
Tabla 5-11: Comparación de Resultados Experimentales y Teóricos para C010 ...	93
Tabla 5-12: Resumen Consideraciones para Definir Criterio de Amplificación.	95

Tabla 5-13: Resultados de Amplificación Dinámica del Corte Basal.	98
Tabla 5-14: Amplificación Experimental y de la Literatura.	102
Tabla 5-15: Parámetros Aplicados en el Cálculo de Amplificación en formulación de Eibl y Keintzel.	104
Tabla 5-16: Parámetros Aplicados en el Cálculo de Amplificación en formulación de Priestley.	105
Tabla 5-17: Comparación de la respuesta experimental y del modelo NL para el corte y Δ_{techo} a distintos amortiguamientos.	108
Tabla 5-18: Comparación de la Respuesta Experimental y del modelo NL del Corte y Momento Basales, y Desplazamiento de Techo.	110
Tabla 7-1: Parámetros para Modelo Lineal.	4
Tabla 7-2: Frecuencias de Vibrar Obtenidas por Matriz Ensamblada y MIDAS.	5

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Respuesta de los dos primeros modos en muros en voladizo.....	9
Figura 2-2: Amplificación del corte basal en función de la ductilidad rotacional (Derecho, et al., 1981).....	12
Figura 2-3: Espectro de Aceleraciones del Código Alemán DIN 4149 (Eibl y Keintzel, 1988)	14
Figura 2-4: Análisis de Fourier de alas respuestas tiempo-historia(Ghorbanirenani, et al., 2012).....	15
Figura 2-5: Corte por nivel normalizado en marcos estándares de cinco pisos (Chopra, 1995)	16
Figura 2-6: Modelos a gran escala ensayados dinámicamente, (a) CAMUS-1 en Centre d' Etudes de Saclay Francia (Combescure & Sollogoub, 2004), (b) CAMUS-3 en Centre d' Etudes de Saclay Francia (Combescure & Chaudat, 2002), (c) NEES en UC San Diego USA (Panagiotou, et al., 2011), y (d) Ecole Polytechnique of Montreal Canadá (Ghorbanirenani, et al., 2012).....	17
Figura 2-7: Dimensiones y detallamiento de armadura (Ghorbanirenani, et al., 2012).....	19
Figura 2-8: Esquema de montaje del muro en voladizo (Ghorbanirenani, et al., 2012).....	20
Figura 2-9: Aceleración en la altura para instantes característicos (Panagiotou, et al., 2011).....	24
Figura 2-10: Altura normalizada efectiva de fuerzas laterales en función del corte, para $M_b \geq 0.9 M_{b, max}$ (Panagiotou, et al., 2011).....	24
Figura 2-11: Muro W2 sometido al 100% EQ: (a) Análisis de Fourier de la respuesta tiempo historia; (b) histéresis del momento y corte basales en función del desplazamiento de tech0 (Ghorbanirenani, et al., 2012).....	25
Figura 2-12: Perfil de aceleración por pisos en muros W1 y W2 sometidos al 100% EQ en los instantes de (a) corte máximo y momento máximo (Ghorbanirenani, et al., 2012).....	25
Figura 3-1: Factor de reducción efectivo R^{**} para 115 edificios chilenos en Zona 3, Suelo II (Lagos et al. 2012).....	31
Figura 3-2: Dimensiones y Refuerzo del Prototipo, Vista Frontal y Sección (dimensiones en [cm]).....	32
Figura 3-3: Diagrama de Interacción y Momento-Curvatura para el Prototipo en el Eje Principal.	33
Figura 3-4: Esquema de dimensiones de la mesa vibradora.....	34
Figura 3-5: PS_a (a) y S_d (b) de registro sintético C100, Constitución 2010 escalado en tiempo, input L100 y Llolleo 1985 sin escalar.....	37
Figura 3-6: Aceleración TH : (a) registro C100 y Constitución 2010 escalado en tiempo, y (b) input L100 y Llolleo 1985 sin escala.....	37
Figura 3-7: Espectro tri-partito para Llolleo 1985 y sintético de Constitución 2010.	38
Figura 3-8: Frecuencias de vibrar del muro en función de f_c (a), EI efectivo (b), n pisos (c), m_{total} (d), h_w (e), l_w (f) y e_w (g).....	40
Figura 3-9: Elevación y Cortes de Sección de las Probetas (dimensiones [mm]). .	42
Figura 3-10: Elevación y Cortes de Sección de refuerzo de las Probetas (dimensiones [mm]).....	43
Figura 3-11: Detalle de Estribos de Confinamiento y Armadura de Corte (dimensiones exteriores [mm]).	44
Figura 3-12: Diagrama de Interacción y Momento-Curvatura Nominal	46

Figura 3-13: Estructura de Soporte Lateral e Interacción con el Muro (dimensiones en [mm]).....	48
Figura 3-14: Modelo Estructura de Soporte Lateral (a) sólo perfiles y cargas, y (b) con cables trabajando a tracción.....	49
Figura 4-1: Ensayos a tracción de 3 barras $\varnothing 6$ lisas de acero A440-280H (MU: deformación según medida de máquina universal).	52
Figura 4-2: Armado de Refuerzo en M2.....	53
Figura 4-3: Instalación de Armadura Longitudinal en la Fundación.....	54
Figura 4-4: Disposición de Armadura Longitudinal en M5.	54
Figura 4-5: Estribo para el Confinamiento de Borde.	55
Figura 4-6: Hormigonado de M5	56
Figura 4-7: Fotografía de M1 Previo al Ensayo.....	57
Figura 4-8: Esquema General de la Instrumentación.	58
Figura 4-9: Estado de la probeta M1: Inicial (a); durante el ensayo L150 (b), estado final en la base (c) y altura (d).	60
Figura 4-10 : Estado de la probeta M2: Inicial (a); luego de L100 o final (b); y durante el ensayo L100 con Δ_{techo} Norte (g) y Sur (h).	61
Figura 4-11: Estado de la probeta M3: Inicial (a); luego de aplicar las forzantes C200 (b) y L100 (c); final (d); y durante el ensayo L150 con Δ_{techo} Sur (h) y Norte (i). ..	63
Figura 4-12: Estado de la probeta M4: Inicial (a); luego de aplicar L100 (b) y L150 o final (c); y durante el ensayo L150 (d).	64
Figura 4-13: Estado de la probeta M5: Inicial (a); luego de aplicar C150 (d) y C200 o final (e); y durante el ensayo C200 (f).....	65
Figura 4-14: Estado Final de las Probetas tras ser Ensayadas.....	66
Figura 5-1: Análisis de Fourier de la aceleración de cada nivel para M1C200: (a) calculada directamente, (b) dividido por el Fourier de la base, y (c) suavizado 30 veces.	68
Figura 5-2: Intensidad de Arias (a) y PGA (b) Efectivos Aplicados en los Ensayos.	71
Figura 5-3: PSa de C010 Efectivo Aplicado.....	71
Figura 5-4: PSa (a) y Sd (b) efectivo Aplicado de C100 a C200. *: Escalado y Comparable con C100.....	72
Figura 5-5: Sd Efectivo Aplicado de C100 a C200. *: Escalado y Comparable con C100.	72
Figura 5-6: PSa Efectivo Aplicado de L100 y L150. *: Escalado y Comparable con C100.	73
Figura 5-7: Sd Efectivo Aplicado de L100 y L150. *: Escalado y Comparable con C100.	73
Figura 5-8: Espectro tri-partito de las Forzantes Aplicadas.	74
Figura 5-9: PSa de las Forzantes Aplicadas. *: Escalado y Comparable con C100. ..	74
Figura 5-10: Sd de las Forzantes Aplicadas. *: Escalado y Comparable con C100. ..	75
Figura 5-11: Periodo del 1° (a) y 2° (b) Modo Aparente Durante Ensayo.	76
Figura 5-12: Porcentaje de Energía del 1° (a) y 2° (b) Modo obtenida en los Ensayos.	78
Figura 5-13: Comparación del 2° modo en M1 de Distintos Criterios de Reducción de Inercia (a) y Valores de Reducción de Inercia para cada Caso (b).	80
Figura 5-14: Reducción de la Inercia Bruta de cada Muro en los Ensayos considerando T1 (a) y T2 (b).	82
Figura 5-15: Desplazamiento máximo de techo medido en los ensayos.	84
Figura 5-16: T1 en función de Δ_{max} para los Ensayos.	84
Figura 5-17: Momento Máximo (a) y : Promedio de los 10 máximos (b) Medido Durante Ensayos.....	86

Figura 5-18: Promedio de Envolventes de Momento en la Altura de los Ensayos.	88
Figura 5-19: Corte Máximo (a) y Promedio de los 10 máximos (b) Medido Durante Ensayos.	90
Figura 5-20: Altura de Resultante de Fuerzas Horizontales vs. Corte basal para M1 en el Entorno al Corte Máximo.....	91
Figura 5-21: Esquema de los primeros 3 modos de M1.....	92
Figura 5-22: Pseudo espectro de aceleraciones ($\beta=5\%$): (a) Escalado en tiempo NCh433 (Z3SC) y aplicado en la mesa para el ensayo M1C100; (b) varios registros chilenos y NCh433 (Z3SII), entre otras (Lagos, et al. 2012).	94
Figura 5-23: Amplificación del Corte según: (a) ME y máx., (b) ME y 10 máximos, (c) THL y máx., y (d) THL y 10 máximos.	97
Figura 5-24: Amplificación Dinámica del Corte basal: (a) componente lineal y (b) Amplificación inelástica total.....	97
Figura 5-25: Amplificación dinámica inelástica del Corte vs. Intensidad de Arias (a), Periodo fundamental aparente(b) y Desplazamiento máximo de techo (c) en los Ensayos.	99
Figura 5-26: Amplificación Teórica vs Experimental: (a) ωV y (b) ωV^*	103
Figura 5-27: Comparación entre el Ajuste de Amplificación de I_a y el valor experimental.	106
Figura 5-28: Características del Modelo MIDAS: Vista Frontal en Elevación (a), División de Fibras de Sección Transversal (b), y Definición de Histéresis para Materiales: Hormigón Confinado (c) y Acero Longitudinal (d).....	107
Figura 5-29: Desplazamiento de Techo en M1C100 medido experimentalmente y en MIDAS para distintos amortiguamientos, en filas $\xi_1= 0.005, 0.01, 0.02$ y 0.03 , columnas $\xi_2= 0.01, 0.02$ y 0.03	108
Figura 5-30: Resultados TH experimentales y del modelo NL de M1 en ensayos: C100 (a), C200 (b), L100 (c) y L150 (d).....	109
Figura 7-1: Esquema de los grados de libertad.	75

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

El 27 de febrero de 2010 Chile fue afectado por un terremoto Mw 8.8 en la zona centro-sur, El daño observado en estructuras de hormigón armado (HA) fue observado principalmente por la demanda de desplazamiento y carga axial, que dio como resultado fallas por compresión del hormigón y pandeo de las barras por un detallamiento deficiente de armadura de borde. Aunque la causa principal del daño se debió al detallamiento descrito, las grandes cargas axiales y frecuentes discontinuidades en la base de los muros fueron parámetros importantes en el comportamiento de éstos, además de fallas en diagonal. Las principales discontinuidades observadas en la práctica chilena son producto de los requerimientos arquitectónicos, tales como: muros bandera, donde los pisos inferiores (típicamente para estacionamiento) son más cortos en el largo que los pisos superiores; y muros con aberturas, principalmente por puertas de acceso. Aunque el evento sísmico resultó en la modificación del código chileno para el hormigón, el enfoque se concentró en los daños flexurales y axiales, culminando en la publicación del DS 60 (MINVU, 2011), pero no fueron consideradas las discontinuidades. Además, al proveer un mejor detallamiento, y por tanto, ductilidad a la flexión, los muros son susceptibles a fallas frágiles por corte, si la respuesta dinámica no es bien entendida.

Uno de los fenómenos asociados con el corte es el de la amplificación dinámica, la cuál ha sido estudiada desde los años 70, pero que está ausente en el código chileno y otros códigos actuales. La amplificación del corte se refiere a que el esfuerzo de corte en la base aumenta, en tanto que el momento basal alcanza la fluencia. La amplificación es causada por la formación de una rótula plástica, usualmente en la base, lo que afecta principalmente al primer modo, pero deja los modos superiores inalterados, dándoles una mayor participación en esta etapa, dando como resultado un menor brazo palanca para el momento, derivando en un mayor corte basal.

La motivación del presente estudio está en contar con datos experimentales de la amplificación del corte de muros con características de la práctica chilena, tales como el detallamiento de los mismos, restringido por la normativa local, y discontinuidades, aspecto no menor considerando que no se cuentan con estudios experimentales al respecto. Esto para poder realizar un aporte tanto en el ámbito nacional como global.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos generales

El objetivo general es estudiar de forma experimental, en una mesa vibradora unidireccional, cinco muros a escala de HA en voladizo, que presenten distintas configuraciones: muro base, muro bandera, muro con gran abertura central, muro con pequeña abertura central y muro sin confinamiento ni armadura de corte. Esto con el fin de verificar la amplificación dinámica del corte debido a modos superiores en diferentes condiciones de diseño, comparando los resultados obtenidos.

1.2.2 Objetivos específicos

Proponer las configuraciones de probetas apropiadas a ensayar, considerando las limitaciones físicas de los equipos e implementos disponibles. En especial considerar las limitaciones de la mesa vibradora en cuanto a frecuencias y aceleraciones, y las que derivan de trabajar con un modelo a escala utilizando materiales disponibles en el mercado.

Proponer un diseño apropiado. Considerar las prácticas de diseño locales, inclusive en cuanto a discontinuidades.

Proponer una forzante apropiada. Considerar el objetivo principal de observar la amplificación del corte, las limitaciones físicas de la mesa, las frecuencias de la estructura a ensayar y los registros sísmicos locales para entregar una señal a utilizar en los ensayos.

Realizar estudios previos a fin de asegurar una amplificación del corte.

Construir las probetas, instrumentarlas y ejecutar el ensayo.

Capturar los datos de acelerómetros y transductores de desplazamiento, así como fotografiar las grietas y daño que se generen.

Observar en los datos obtenidos experimentalmente la formación de modos superiores. Determinar la distribución de carga equivalente y la resultante de corte basal. Comparar los resultados obtenidos a partir de las distintas configuraciones.

Contrastar los resultados medidos experimentalmente con formulaciones en la literatura y modelos analíticos.

1.3 METODOLOGÍA

1.3.1 Estudio del fenómeno

Para poder ejecutar un correcto ensayo, es fundamental conocer los parámetros que gobiernan el fenómeno. Por tanto, es necesario realizar una revisión bibliográfica de los estudios analíticos y experimentales realizados, así como el análisis de los resultados de ensayos dinámicos similares previamente realizados en el laboratorio.

1.3.2 Proponer Probetas Adecuadas

Cada probeta debe cumplir con numerosos requisitos de diseño, para lo cual, se realizarán los siguientes análisis:

- Estimar la reducción de la inercia: Estudiar los datos que se encuentran en la literatura de estudios experimentales.
- Definir las dimensiones de las probetas: Según las restricciones que impone la mesa, proponer las configuraciones de muros y masas que permitan realizar el ensayo y excitar los modos superiores. Se modela linealmente la estructura.
- Definir el diseño: Precisar el diseño final del muro, procurando obtener una rótula plástica en la base con la sollicitación entregada y cuidando el seguir los estándares nacionales. Utilizar las disposiciones del Código ACI-318 (2008) para el cálculo.
- Prototipo representado: Al trabajar con un modelo a escala, se debe precisar qué prototipo es el que se está representando.

1.3.3 Señales a considerar

Según los periodos de vibrar de la estructura, se considera una señal de aceleración basal con el fin que excite el segundo modo de ésta. Se considerará que la aceleración basal genere daño suficiente en las probetas para rotularlas en la base y que pueda ser reproducible correctamente en la mesa de ensaye.

1.3.4 Construcción, instrumentación y ejecución

La construcción se lleva a cabo tomando en cuenta las disposiciones del código ACI 318-08, cuidando que los métodos se asemejen a lo observable en la práctica Chilena. Es fundamental para esta etapa considerar la experiencia constructiva y resultados de ensayos previos realizados.

Se instrumentan las unidades con acelerómetros en cada nivel de modo de obtener las aceleraciones, desplazamientos y fuerzas en el tiempo. Se disponen LVDT para observar la deformación basal.

La ejecución de los ensayos es descrita, especialmente en lo que respecta al comportamiento de las probetas. Se detalla el estado final de las probetas

1.3.5 Estudio de los datos

Por medio de las medidas recogidas de los ensayos, se obtienen las fuerzas y deformaciones de cada ensayo.

Se valida la excitación de modos superiores en los ensayos. Se estudian parámetros significativos que pudieran incidir en la respuesta de corte. La amplificación del corte es cuantificada y comparada con los parámetros estudiados y con la literatura. Además, el comportamiento de las estructuras es contrastado con un modelo numérico.

1.4 ORGANIZACIÓN DEL INFORME

1.4.1 Capítulo 1: Introducción

Se expone el fenómeno a estudiar en general, la motivación de realizar dicho estudio y su implementación para el caso experimental a realizar. Se discuten los objetivos a lograr y la metodología de trabajo.

1.4.2 Capítulo 2: Marco Teórico y Revisión Bibliográfica

Se enmarca el trabajo en la teoría que rige la amplificación dinámica del corte. Revisión de la literatura del fenómeno, incluyendo experimentales más relevantes, en que se estudian sus características.

1.4.3 Capítulo 3: Probetas Propuestas

Restricciones para la implementación del estudio. Teoría de escalas. Señal implementada. Propuestas de muros a considerar para ser ensayados, con sus características dinámicas y propiedades que los hacen idóneos para el estudio experimental en cuestión. Características finales de los muros a ensayar, con el detallamiento requerido. Prototipo a representar.

1.4.4 Capítulo 4: Construcción, Montaje y Ensayo

Métodos constructivos utilizados. Particularidades de la construcción. Disposición y características de los sensores a utilizar. Caracterización de los ensayos, particularmente, reconocimiento visual de grietas, descascaramiento y colapso.

1.4.5 Capítulo 5: Resultados Experimentales

Consideraciones de los cálculos realizado para tratar los datos experimentales. Forzante efectiva aplicada en los ensayos. Estudio de respuesta en frecuencia, en particular, estimación del periodo de vibrar durante ensaye, energía de cada modo e inercia efectiva de las probetas. Análisis del desplazamiento de techo, y momento y corte basales. Cuantificación de la amplificación dinámica del corte. Comparación de ésta con parámetros que la controlarían, con la literatura y con un modelo no lineal.

1.4.6 Capítulo 7: Conclusiones

Se resumen los resultados obtenidos, en particular las evidencias de amplificación dinámica del corte. Se concluye respecto al valor de la amplificación y la sensibilidad de ésta respecto a las discontinuidades propuestas, y otros parámetros. Se concluye respecto a las formulaciones de la literatura y la propuesta en base a la Intensidad de Arias.

1.5 NOTACIÓN

La notación que se prefiere en el presente estudio es la siguiente,

\emptyset	Diámetro.
$\{a(t)\}$	vector de aceleración en el tiempo.
a_i, a_g	aceleración absoluta del nivel i , basal.
A_g	Área bruta de la sección.
A_s	Área de acero, o área de acero a tracción.
b	Ancho del bloque de compresión de la sección rectangular.
c, c_{max}	Largo de compresión, desde el borde comprimido al eje neutro, máximo.
$[C]$	Matriz de amortiguamiento del sistema.
$Co_{10}, C_{100}, C_{130}, C_{150}, C_{200}$	Sismo sintético generado a partir del registro de Constitución 2010 escalado en el tiempo y amplificado en aceleración al 10%, 100%, 130%, 150% y 200% respectivamente.
d	Distancia desde el borde comprimido al centro de la armadura longitudinal traccionada.
$d_b, d_{bc}, d_{bl}, d_{bh}$	Diámetro de barra, confinamiento, longitudinal, horizontal.
e_w	Espesor del muro.
E	Elasticidad
E_c	Elasticidad del hormigón.
EI, EI_g	Producto de la elasticidad por la inercia, bruto.
E_s	Elasticidad en el rango elástico del acero de refuerzo.
E_{sh}	Elasticidad en el rango de endurecimiento del acero de refuerzo.
f_1, f_2	Frecuencia de vibrar del modo fundamental, segundo modo.
f'_c	Tensión de resistencia última para una probeta cilíndrica de hormigón
f_s	Tensión del acero de refuerzo.
f_u	Tensión máxima de endurecimiento para el acero de refuerzo.
f_y	Tensión de fluencia para el acero de refuerzo.
g	Aceleración de gravedad.
h_i	Altura de la base del muro al nivel i .
h_{tot}	Altura total de la estructura.
h_w	Altura total del muro.
HA	Hormigón Armado.
I, I_g	Inercia de la sección, bruta.
I_a	Intensidad de Arias.
$[K]$	Matriz de rigidez del sistema.
K_θ	Rigidez rotacional, típicamente de considerar un resorte rotacional en la base.
l_w	Largo del muro.

L	Largo.
L_0	Distancia entre la base del muro al punto de apoyo del LVDT.
L100, L150	Sismo de Lolleo de 1985 amplificado en aceleración al 100% y 150% respectivamente.
LVDT	Transformadores diferenciales lineales variables.
m_i	Masa del nivel i.
m_{total}	Masa total del muro.
[M]	Matriz de masas del sistema.
M1, M2, M3, M4, M5	Muros 1, 2, 3, 4 y 5.
M_b	Momento flexural basal o volcante.
ME	Modal Espectral.
M_{EXP}	Momento flexural basal experimental máximo.
M_{EXP10}	Momento flexural basal o volcante experimental promedio de los 10 valores máximos.
M_i	Momento flexural en el nivel i.
M_L	Momento flexural calculado a partir de un modelo lineal.
M_{max}	Momento flexural basal o volcante máximo.
M_{ME}	Momento flexural basal a partir de un modelo ME.
$M_{ME,i}$	Momento flexural basal a partir de un modelo ME del modo i.
M_n	Capacidad nominal al momento.
M_{THL}	Momento flexural máximo basal a partir de un modelo THL, para el estudio, un modelo modal TH.
M_{THL10}	Momento flexural basal promedio de los 10 valores máximos, a partir de un modelo THL, para el estudio, un modelo modal TH.
M_u	Momento último basal de diseño.
M_y	Momento de fluencia
NL	Referido a un modelo no lineal.
n_{pisos}	Número de pisos.
PGA	Aceleración máxima de la forzante
P_{cr}	Pandeo crítico de Euler.
PSa, PSv	Pseudo-espectro de aceleraciones, velocidades.
P_u	Carga axial última.
R, R**:	Factor de modificación de la respuesta efectivo, notación del artículo de Lagos, R. et al. (2012).
R*	Factor de modificación de la respuesta nominal definido en la norma NCh 433 (INN,2012).
R^*_1, R^*_2, R^*_3	Factor de modificación de la respuesta aparente para el corte máximo del ensayo en comparación con el ME del mismo.
Sa, Sv, Sd	Espectro de aceleraciones, velocidades, desplazamientos.

T_1, T_2, T_3	Modo fundamental de respuesta, 2° modo, 3° modo
THL	Tiempo-historia Lineal.
u	Tensión de adherencia entre el las barras de acero y el hormigón.
v	Velocidad
$\{v(t)\}$	Vector de velocidades en el tiempo.
V_b	Corte basal.
V_c	Resistencia al corte de la sección de hormigón.
V_D	Corte basal de diseño.
V_{EXP}	Corte experimental basal máximo.
V_{EXP10}	Corte basal promedio de los 10 valores máximos, a partir de un modelo THL, para el estudio, un modelo modal TH.
V_i	Corte en el nivel i .
V_L	Corte basal calculado a partir de un modelo lineal, generalmente considerando todos los modos.
$V_{L,i}$	Corte basal del modo i calculado a partir de un modelo lineal.
V_{max}	Corte basal máximo.
V_{ME}	Corte basal a partir de un modelo ME.
$V_{ME,i}$	Corte basal del modo i calculado a partir de un modelo ME.
V_n	Resistencia al corte de la sección.
V_{NL}	Corte basal obtenido de un modelo tiempo-historia no lineal.
V_{NL10}	Corte basal promedio de los 10 valores máximos obtenidos de un modelo tiempo-historia no lineal.
V_{THL}	Corte basal máximo a partir de un modelo THL modal.
V_{THL10}	Corte basal THL promedio de los 10 valores máximos.
V_u	Corte último basal de diseño.
$\{x(t)\}$	Vector de desplazamientos en el tiempo.
X_i, X_g	Desplazamiento absoluto del nivel i , basal.
$y(t)$	Función en el espacio del tiempo.
$Y(f)$	Función en el espacio de las frecuencias
α_{cr}	Nivel de empotramiento para el pandeo crítico de Euler.
γ	Peso específico.
δ_u	Desplazamiento último de techo definida en la norma NCh 433 (INN,2012).
ϵ_o	Deformación del hormigón a compresión para f'_c .
ϵ_f	Deformación última del acero de refuerzo.
ϵ_N	Deformación del borde Norte.
$\epsilon_c, \epsilon_{cmax}$	Deformación del hormigón a compresión, máxima.
ϵ_s	Deformación del acero de refuerzo.
ϵ_{sh}	Deformación del inicio de endurecimiento del acero de refuerzo.

ε_{su}	Deformación para la tensión máxima del acero de refuerzo.
ε_s	Deformación del borde Sur.
$\varepsilon_t, \varepsilon_{tmax}$	Deformación del borde traccionado, máxima.
ε_u	Deformación última para el hormigón.
ε_y	Deformación de inicio de fluencia del acero de refuerzo.
Δ_i	Desplazamiento relativo del nivel i
ΔL	medición de largo relativo del LVDT.
Δ_{EXP10}	Desplazamiento relativo de techo promedio de los 10 valores máximos obtenidos experimentalmente.
Δ_{max}	Desplazamiento relativo de techo máximo, o demanda de ductilidad.
Δ_{NL10}	Desplazamiento relativo de techo promedio de los 10 valores máximos obtenidos de un modelo NL.
Δ_y	Desplazamiento relativo de techo de fluencia.
λ	factor de escala en distancia, o simplemente escala.
μ	Ductilidad de desplazamiento (Δ_{max}/Δ_y).
ξ_i	Razón de amortiguamiento crítico del modo i.
ρ	Densidad.
ρ_b	Cuantía de armadura de confinamiento o borde logitudinal.
ρ_c	Cuantía de armadura de estribos de confinamiento.
ρ_h	Cuantía de armadura horizontal
ρ_v	Cuantía de armadura vertical total en el área del muro.
ρ_{va}	Cuantía de armadura vertical en el alma del muro.
ϕ, ϕ_y, ϕ_{max}	Curvatura de la base, fluencia, máxima.
ω_V	Factor de amplificación dinámica del corte comparado con un modelo estático o que considera sólo un modo.
ω_{VME1}	Factor ω_V del corte máximo experimental y el del modelo ME.
ω_V^*	Factor de amplificación dinámica del corte inelástica.
ω_{VL}	Razón entre el corte de un modelo lineal con todos los modos y uno sólo con el modo fundamental.
ω_{VME1}^*	Factor ω_V^* del corte máximo experimental y el del modelo ME.
ω_{VME10}^*	Factor ω_V^* del corte experimental promedio de 10 valores máximos y el del modelo ME.
ω_{VTHL1}^*	Factor de amplificación dinámica del corte inelástica.
ω_{VTHL10}^*	Factor de amplificación dinámica del corte inelástica.

Las notaciones descritas en esta sección no se aplican en su cabalidad al Capítulo 2, ni la sección 5.7.4, ya que en éstas se incorporan formulaciones de otros autores en las que utilizan sus propias abreviaciones y son explicadas al mencionarlas.

CAPÍTULO 2.

MARCO TEÓRICO Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 DESCRIPCIÓN

2.1.1 Definición del fenómeno

Los primeros estudios de la amplificación dinámica del corte son realizados por Blakeley, et al. (1975) para el código Neozelandés, y la enmarca en el contexto de las disposiciones de diseño para muros en voladizo, que en ese entonces se basaba en el diseño por capacidad a la flexión y de asumir una distribución de fuerzas horizontales en forma de triángulo invertido. En el artículo se hace notar que los diseñadores deben estar concientes que estas consideraciones no necesariamente indican las fuerzas de corte críticas, y que podrían estar subestimándolas. Incluso indica: “Probablemente habrá muchas oportunidades, en que en la respuesta de un muro en voladizo para un gran terremoto predominen las fuerzas debidas a modos superiores por sobre aquellas debidas al primer modo [...].”

Por tanto, la amplificación del corte surge de la utilización de modelos estáticos y lineales en el diseño sísmico, que para simular la ductilidad que presentará la estructura ente sismos significativos, reducen los esfuerzos por medio del factor de reducción R o μ . Sin embargo, en muros en voladizo, dicha reducción ocurre principalmente por la plastificación de la base, generando una rótula plástica en este lugar, la que altera el primer modo, dejando el resto inalterados. Este enfoque va en línea con el comportamiento del momento basal, que es acotado por el momento de fluencia al alcanzarse esta plastificación en la base. En tanto no es adecuado para representar el comportamiento del corte, ya que éste aumenta progresivamente si aumenta la intensidad del sismo, influido por los modos superiores.

En la Figura 2-1 se aprecia cómo los modos superiores producen una resultante de esfuerzos a una menor altura que la que produciría el considerar un modelo de fuerzas horizontales de triángulo invertido, lo que afecta principalmente al corte basal al alcanzar la fluencia en la base del muro. Esto repercute en una disminución de la altura de la resultante de fuerzas al aumentar el corte.

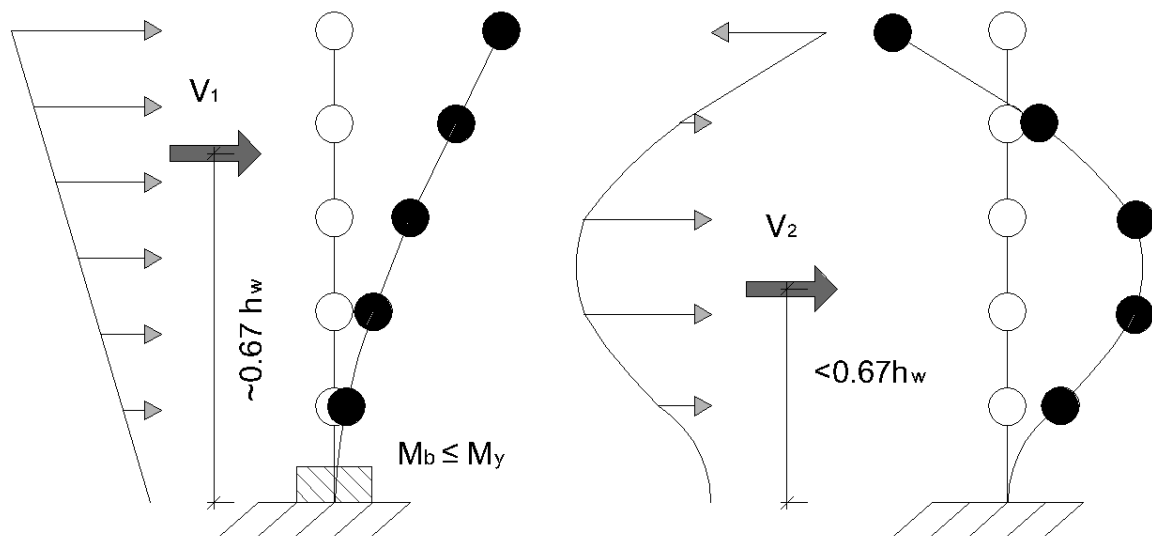


Figura 2-1: Respuesta de los dos primeros modos en muros en voladizo.

2.1.2 Consideraciones en la Definición

Es necesario hacer notar que la amplificación dinámica del corte, al derivar del diseño y por tanto de la arbitrariedad de la norma utilizada, Puede variar según el criterio utilizado. Principalmente se pueden distinguir la amplificación lineal, que surge de utilizar modos superiores en la respuesta, y la amplificación no lineal, que ocurre al considerar la plastificación en la base.

La amplificación en el rango lineal consiste básicamente en la diferencia entre utilizar sólo un modelo estático para el análisis (o sólo el modo fundamental), en contraste a incluir varios modos de respuesta. Esto ya está contemplado en la norma chilena NCh433 Of. 1996 INN (2012) al considerar que el análisis estático, simulando el primer modo al suponer una carga triangular, solo puede ser utilizado bajo condiciones especiales para edificios de más de 5 pisos, pero jamás para estructuras mayores a 16 niveles, prefiriéndose un análisis modal espectral que asegure disponer de al menos el 90% de la masa traslacional en cada dirección de análisis.

La amplificación dinámica del corte en el rango no lineal está incorporada en algunos códigos, como el neozelandés (NZS, 2006) en que está vinculada al número de pisos, y el europeo (CEN, 1993), en que se relaciona con la resistencia al momento, periodo, ductilidad y espectro de respuesta. En tanto, la normativa chilena ni el código ACI318-08 consideran esta amplificación inelástica. Estos estudios, al igual que otros autores, han asociado la amplificación dinámica a la razón entre el corte de modelos no lineales (V_{NL} , que para el estudio correspondería al corte experimental V_{EXP}) con el de la sollicitación de diseño (V_D), luego,

$$\omega_V = \frac{V_{NL}}{V_D} \quad (2-1)$$

donde ω_V es el factor de amplificación dinámica del corte al contrastar el corte de un análisis no lineal con el de diseño. Típicamente el corte de diseño considerado para estudiar el fenómeno (Blakeley, Eibl y Keintzel, Derecho, etc.) corresponde al de un modelo estático o que considera sólo el modo fundamental ($V_{L,1}$), que a su vez está reducido para el diseño por un factor de modificación de la respuesta (R), por tanto una estimación característica de V_D es $V_{L,1}/R$.

Sin embargo, para poder caracterizar el corte debido sólo al comportamiento no lineal, se contrasta el corte obtenido de los resultados experimentales (V_{EXP}), con el corte que se obtendría de un modelo elástico lineal con un número suficiente de modos (V_L). El corte obtenido de forma lineal, se pondera por el inverso de la razón de dividir el momento basal lineal (M_L) por el momento experimental (M_{EXP}), suponiendo que este parámetro rescata la reducción característica aplicada en el diseño. En base a estas consideraciones, se cuantifica la amplificación del corte tal como se indica en la fórmula (2-2)

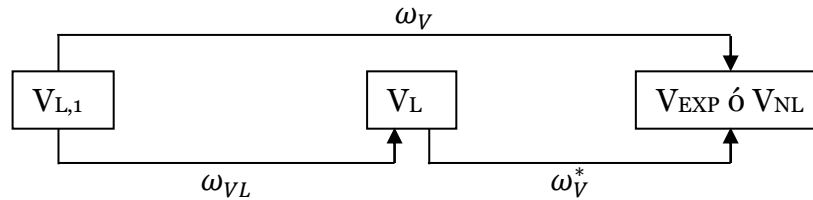
$$\omega_V^* = \frac{V_{EXP}}{V_L / \frac{M_L}{M_{EXP}}} \quad (2-2)$$

Siendo ω_V^* el parámetro adimensional de la amplificación dinámica del corte en el rango no lineal. Si es mayor a 1 significa que éste ha amplificado.

Finalmente, para poder comparar ω_V^* y ω_V se incorpora el cálculo de la razón de considerar modos superiores en la respuesta del modelo lineal y sólo el primer modo, ω_{VL} , que se define,

$$\omega_{VL} = \frac{V_L}{V_{L,1}} \quad (2-3)$$

De forma esquemática se presentan las diferentes consideraciones de amplificación a continuación.



2.2 PARÁMETROS QUE INFLUYEN

A fin de proporcionar las características idóneas a las probetas a confeccionar, se analizan los parámetros con que se caracteriza la amplificación del corte en la literatura. Rutemberg (2013) en su extensa revisión bibliográfica, recopila diversas formulaciones de la amplificación del corte, los cuales incorporan los parámetros que se mencionan en esta sección.

2.2.1 Periodo fundamental

Cronológicamente, este parámetro es el primero en ser considerado en el cálculo de la amplificación, además de ser el que muchos de los métodos lo utilizan (Blakeley, et al. 1975; Derecho, et al. 1981; Eibl y Keintzel, 1988; entre otros). En los códigos neozelandés (NZS, 1982, 1995, 2006) y europeo (CEB, 1980, 1983, 1985) está incorporado de forma aproximada con el número de pisos, siendo de hecho el único parámetro requerido. En el código neozelandés según la fórmula (2-4),

$$\omega_V = \begin{cases} 0.9 + n/10 & n \leq 6 \\ 1.3 + n/30 \leq 1.8 & n > 6 \end{cases} \quad (2-4)$$

y en el código europeo, hasta el año 1985, según (2-5).

$$\omega_V = \begin{cases} 0.9 + n/10 & n \leq 5 \\ 1.3 + n/25 \leq 1.8 & n > 5 \end{cases} \quad (2-5)$$

Donde ω_V es el factor de amplificación y n es el número de pisos. Claramente se observa que la amplificación máxima que se estima es de 1.8 en ambos casos. Estas formulaciones derivan del trabajo ya citado de Blakeley en que contrasta los resultados de corte basal de una serie de modelos no lineales con las fuerzas laterales estáticas de diseño según el código neozelandés de la época (NZS, 1975). El estudio consiste someter a muros en voladizo de 6, 15 y 20 pisos a cinco registros (Taft, 1952; El Centro, 1940; Pacoima Dam, 1971; y dos sintéticos de magnitud de Richter de 7 y 8) de los que sólo se concluye con las forzantes de El Centro y B1 (sintético). El análisis inelástico se realiza con DRAIN-2D, en que se considera una rótula plástica basal, con una histéresis momento-curvatura bilineal. El autor obtiene valores para el corte basal de 0.83 a 3.35 veces el de diseño, y concluye que los valores propuestos de

amplificación pueden ser superados al someter la estructura a un evento con mayor intensidad.

2.2.2 Ductilidad

Ya en 1981 Derecho, et al. (1981) propone diagramas de diseño para amplificación (ver Figura 2-2), que incorpora la ductilidad rotacional μ_r de diseño utilizada para estimar la amplificación del corte. Derecho realiza un estudio paramétrico usando el modelo de Takeda modificado. Presenta la amplificación relativa del corte basal, comparada con lo dispuesto en el UBC (Uniform Building Code). Una de las dificultades en aplicar esta aproximación es la dependencia de μ_r más que el factor de reducción R , lo que en el análisis, requiere hacer supuestos sobre la relación de ambos parámetros. Según las cartas propuestas por el autor, se puede lograr un corte amplificado cercano a las 4.5 veces el corte original de diseño.

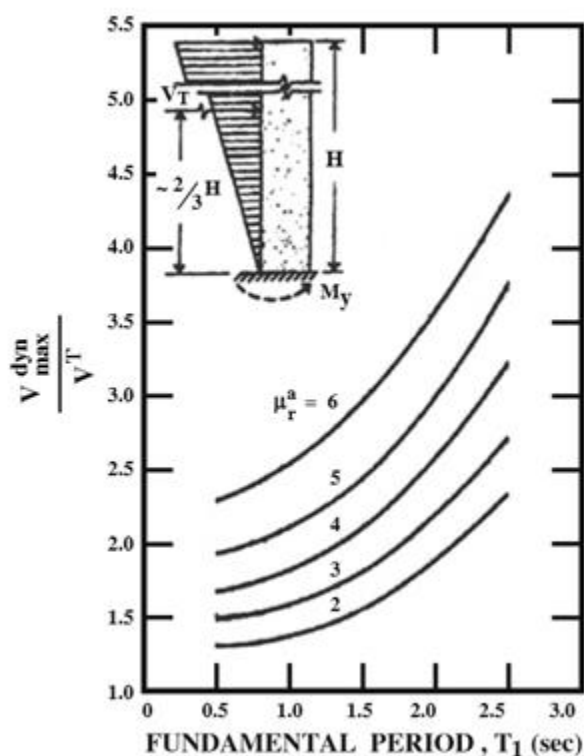


Figura 2-2: Amplificación del corte basal en función de la ductilidad rotacional (Derecho, et al., 1981).

Investigaciones más recientes incluyen de distinta manera la ductilidad. Keintzel (1990) propone la formulación (2-6) en la que considera un corte aplicado sobre el muro como la combinación modal cuadrática SRSS del corte, reduciendo por ductilidad el primer modo y dejando lineal elástico el segundo. La investigación, que originalmente es realizada por Eibl y Keintzel (1988), por medio de un estudio paramétrico de 320 variables, contrasta los resultados analíticos de un modelo tiempo historia inelástico con los de diseño según el código sísmico Alemán (DIN 4149) con una ductilidad nivel 2, en que se considera la respuesta del modo fundamental. El modelo no lineal consiste en muros en voladizo con masas concentradas de 2 a 5 niveles, con factores de ductilidad de 1, 2 y 3, en que se considera la fluencia al momento en la base, estas estructuras son sometidas a 10 registros reales escalados para que tengan intensidad $MSK = 8$. Los resultados, que provienen de esta orientación más bien teórica, indican la formulación,

$$V_a = \sqrt{(V_{Ed,1})^2 + (q \cdot V_{Ed,2})^2} \quad (2-6)$$

siendo V_a el corte amplificado, $V_{Ed,i}$ las fuerzas de corte obtenidas del análisis para el modo i , y q el factor de reducción.

Priestley, M. (2003) extiende la aplicabilidad de la formulación propuesta por Keinzel a la altura completa del muro, considerando el formato de la combinación SRSS, obteniendo la relación (2-7)

$$V_a = \sqrt{(V_1)^2 + \mu^2\{(V_2)^2 + (V_3)^2 + \dots\}} \quad (2-7)$$

Con V_i el corte modal de diseño de un espectro no lineal y μ la demanda de ductilidad al desplazamiento de diseño. El autor obtiene este resultado en base a un análisis tiempo historia no lineal, que supone considerar una histéresis Takeda modificada, haciendo notar que tiene un comportamiento más realista que el modelo bilineal de Blakeley, y lo compara con métodos lineales basados en considerar un modo, tales como fuerzas laterales equivalentes o diseño basado en desplazamientos aplicados directamente, ambos del código neozelandés. La forzante a utilizar son cinco registros sintéticos que tienen el espectro de la norma europea. Las conclusiones incluyen la influencia que tiene la intensidad del registro en la envolvente de corte y la respuesta de modos superiores, el estancamiento de la respuesta de momento basal, en tanto que el corte progresivamente aumenta con la intensidad, y la buena correlación entre la amplificación dinámica con la ductilidad y el periodo fundamental, que sintetiza en la fórmula,

$$\omega_v = 1 + \mu \cdot B_{(T)}, 0.067 \leq B_{(T)} = 0.067 + 0.4(T - 0.5) \leq 1.15 \quad (2-8)$$

con T el periodo fundamental. El trabajo enfatiza en la buena correlación obtenida al contrastar los resultados de esta última fórmula con los valores obtenidos de amplificación.

2.2.3 Capacidad al momento

Esbozado bajo el concepto del diseño por capacidad, es necesario incluir la sollicitación y capacidad al momento del muro a estudiar para poder estimar la amplificación del corte en el rango no lineal. Esta capacidad, además de ser un parámetro para el diseño mencionado, infiere en el nivel de ductilidad que tendrá el muro, como se mencionó en la sección anterior.

Usando una formulación más bien teórica, Eibl y Keintzel (1988) proponen la fórmula (2-9) para la amplificación del corte, a la que posteriormente se le propusieron correcciones y extensiones (Pennuci, et al., 2010; Fischinger, et al., 2010). La teoría en la que se basa es la misma que para el estudio de Keintzel (1990) del que se obtiene la fórmula (2-6). La formulación proviene el corte obtenido de una combinación SRSS de los primeros dos modos, considerando lo que el autor llama fuerzas límites modales, lo que incurre en asumir explícitamente que el 1er modo está limitado por la capacidad a flexión (en este caso el momento de fluencia) del muro en la base, y los modos superiores responden linealmente, sin reducir. Este corte se

contrasta con el de diseño, que corresponde al del primer modo reducido. Esta fórmula está incorporada en el Eurocode 8 (CEN, 1993).

$$\omega_V = K\gamma \sqrt{\left(\frac{M_y}{KM_I}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{\max S_{ad}}{S_a(T_1)}\right)^2} \leq K \quad (2-9)$$

Donde ω_V factor de amplificación del corte en el primer modo, K es el factor de modificación de la respuesta, M_I es el momento de diseño en la base que para el estudio corresponde al del primer modo, M_y es el momento a fluencia, T_1 el periodo fundamental y $\max S_{ad}$ la aceleración en el plató del espectro, que se refiera a la del segundo modo. El espectro utilizado en el estudio es el de la Figura 2-3.

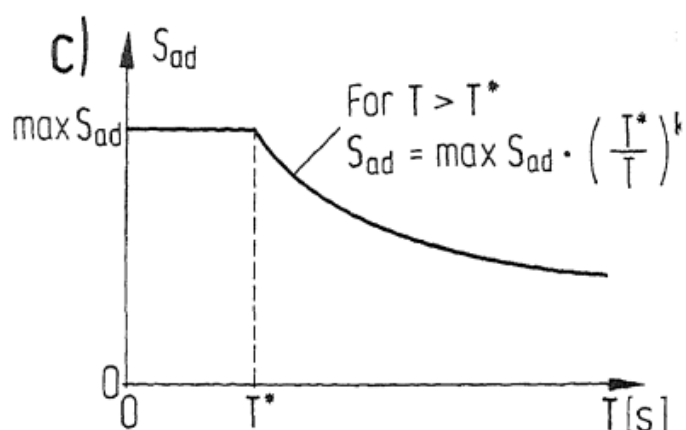


Figura 2-3: Espectro de Aceleraciones del Código Alemán DIN 4149 (Eibl y Keintzel, 1988)

2.2.4 Modos relevantes

En general, cada autor propone considerar uno, dos o varios modos, implícita o explícitamente. Estas consideraciones pueden verse reflejadas en incorporar el periodo del modo fundamental, lo que significaría asociar al primer modo la respuesta; usar la aceleración del plató del espectro, como en (2-9), que implícitamente asume la participación del segundo modo; o bien utilizar todos los modos obtenidos por análisis modal espectral como en (2-7). Cabe destacar en este contexto la propuesta de Keintzel (1990) basada en el estudio paramétrico ya mencionado en 2.2.2, propuesta en que asume, para predecir la amplificación del corte, una combinación modal en que sólo los dos primeros modos son considerados.

Por deberse de un estudio experimental, es de especial importancia el resultado de Panagiotou y Restrepo (2007) en que la amplificación puede prácticamente ser representada al agregar la envolvente de corte amplificada multiplicada por un factor. Se presenta la parametrización obtenida en (2-10)

$$V_a = V_{Ed,1}^* + q\rho_{12} \left(\sum_{j=1}^n \Gamma_2 \Phi_2^j \right) m S a_2 \quad (2-10)$$

Donde V_a es el corte amplificado, $V_{Ed,1}^*$ es el corte de diseño del primer modo considerando la sobre-resistencia, q el factor de reducción, ρ_{12} un factor a ser determinado, $\Gamma_2 \Phi_2^j = \min \left[4.28 \frac{h_i}{H}, 0.6, -2.5 \frac{h_i}{H} + 1.85 \right]$ con Γ_2 el factor de participación

del segundo modo y Φ_2^j la ordenada modal en el piso i , h_i altura del piso desde la base, H la altura total y Sa_2 la aceleración espectral del segundo modo. ρ_{12} Depende de la forzante. Como se aprecia, el modelo propuesto en base al estudio experimental de Panagiotou solamente considera el segundo modo, dejando de lado los modos superiores a éste. Cabe destacar que Panagiotou utiliza las disposiciones del código ASCE-7 (2005) para contrastar sus resultados, por medio del procedimiento de fuerzas laterales equivalentes.

Del mismo modo, Ghorbanirehani, et al. (2012) en su estudio experimental, para argumentar la influencia de modos superiores en la respuesta, realiza un análisis de Fourier normalizado de el corte basal, el momento volcante, el desplazamiento de techo y las rotaciones en el nivel inferior y a la mitad de la estructura. Obtiene el gráfico de la Figura 2-4, del cual deduce que los dos máximos principales corresponden a los de los primeros dos modos lineales, considerando una inercia fisurada de 0.18. Por tanto nuevamente centra su estudio en los primeros dos modos de respuesta.

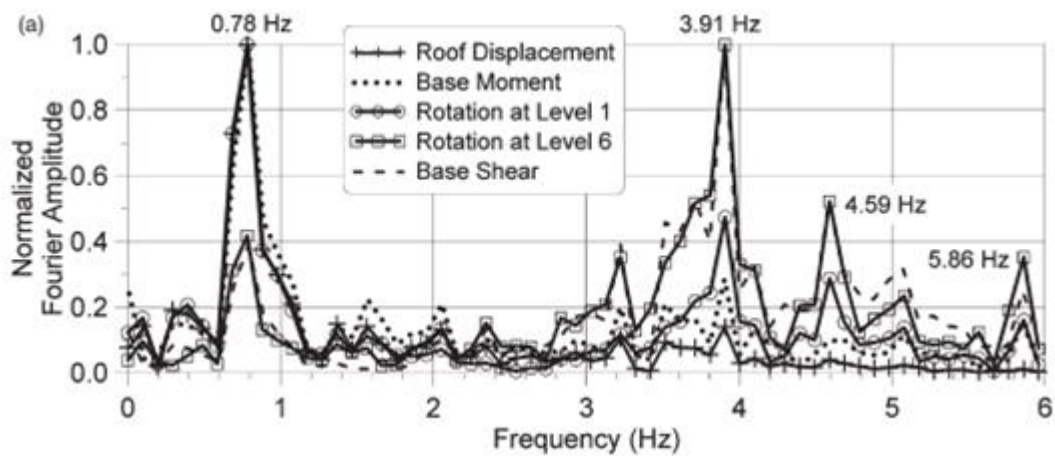


Figura 2-4: Análisis de Fourier de las respuestas tiempo-historia (Ghorbanirehani, et al., 2012)

2.2.5 Forzante basal

Cada forzante tiene sus características propias, tanto por la fuente del sismo (subducción, cortical, etc.) como por el tipo de suelo que se considera. Esto produce una gama de contenido de frecuencias, demandas de desplazamiento y aceleración, e intensidad del daño. Las dos consideraciones más relevantes a considerar de una señal sísmica son el contenido de frecuencia, ya que según éste se excitarán los modos superiores, y la energía que produzca la plastificación de la base, es decir, la intensidad. De hecho, la intensidad ha sido citada para referenciar las conclusiones de dos autores, Blakeley et al. (1975) y Priestley, M. (2003), y la asocian al aumento de la amplificación de corte y a la forma de la envolvente de corte. Finalmente, los diferentes autores de estudios experimentales y teóricos definen y caracterizan una o varias forzantes particulares a utilizar, ya que el resultado que obtienen es sensible a este parámetro.

2.2.6 Acople con elementos horizontales

En el capítulo 13 del libro “Dynamics of structures”, Chopra (1995) realiza un estudio tiempo-historia y un análisis de espectro de respuesta para una estructura de cinco niveles con masas concentradas y amortiguamiento del 5%. El largo de las vigas es el doble de la altura entrepiso, que se mantiene constante en la altura. La rigidez de

vigas y columnas es constante en la altura. Luego, solo se requiere fijar el periodo fundamental T_1 y la relación de rigidez entre vigas y columnas para definir el sistema. Por tanto, se estudia la incidencia en la respuesta de la variación de estos parámetros.

Se define el parámetro de la razón de rigidez viga-columna ρ en la fórmula (2-11)

$$\rho = \frac{\sum_{vigas} EI_b/L_b}{\sum_{columnas} EI_c/L_c} \quad (2-11)$$

En que EI_b es la elasticidad y la inercia de la viga, y L_b el largo de la misma, por tanto EI_b/L_b representa la rigidez de la viga. Del mismo modo EI_c/L_c son los parámetros que describen la rigidez de la columna. Se observa que $\rho = 0$ representa una rigidez de las vigas despreciable con respecto a las columnas, es decir, un elemento vertical en voladizo. A medida que aumenta ρ , las vigas empiezan a tener una rigidez relativa más preponderante, hasta el caso hipotético de $\rho = \infty$.

A continuación, en la Figura 2-5, se muestra el corte en la altura del edificio para una matriz de parámetros, que incluye tres periodos fundamentales $T_1 = 0.5, 3$ y 8 [s], y tres acoplamientos viga-columna $\rho = 0, 1/8$ y ∞ . La línea continua representa el considerar todos los modos, mientras que la segmentada sólo el corte que proporciona el primer modo.

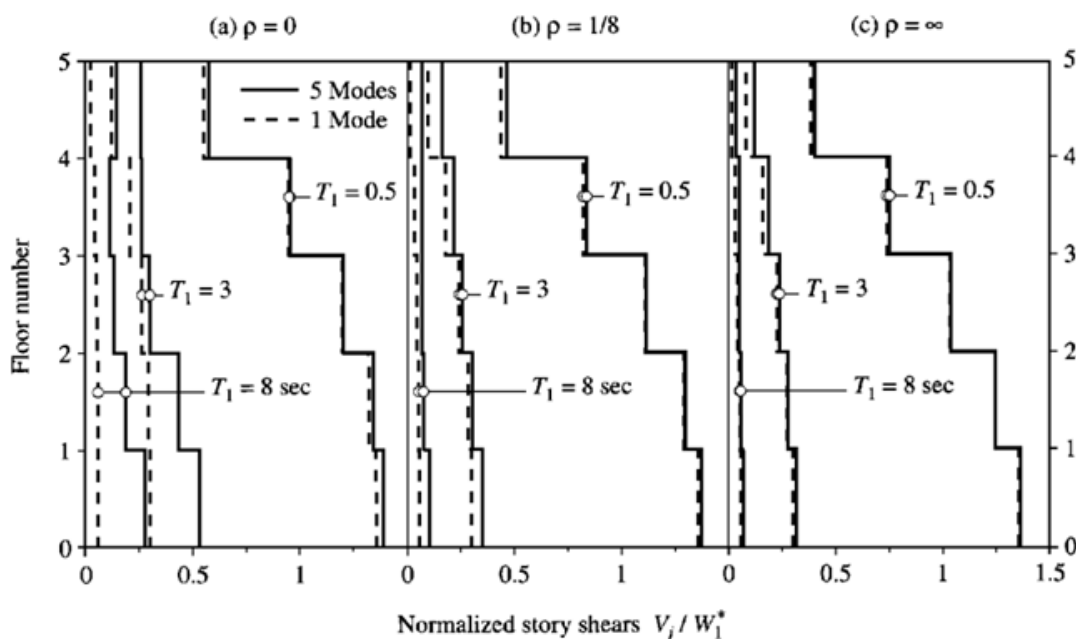


Figura 2-5: Corte por nivel normalizado en marcos estándares de cinco pisos (Chopra, 1995)

Se infiere de los gráficos que para $\rho = 1/8$ y ∞ , la respuesta del corte se ve bien representada sólo considerando un modo. Sólo en el caso de $\rho = 1/8$ y $T_1 = 8$ [s] hay una diferencia importante en la respuesta. Mientras que cuando $\rho = 0$, para los periodos $T_1 = 3$ y 8 [s], se subestima en gran manera el corte si se considera solo un modo. Cabe notar que para el último caso referido, si se tiene un periodo de $T_1 = 0.5$ [s], la respuesta del primer modo es suficiente.

En base a estos resultados, se puede decir que el bajo acople de vigas con las columnas favorece la amplificación del corte. Dicho sea de paso, se vuelve a destacar que el fenómeno está vinculado a un alto periodo fundamental.

2.2.7 Aberturas en la altura de los muros

Muy recientemente Isakovic, et al. (2016) en un estudio no lineal en muros con una hilera vertical de aberturas, da cuenta que para este caso es conservador usar las expresiones derivadas de muros en voladizo. El estudio considera un modelo no lineal ejecutado en OpenSees, para dos muros acoplados longitudinalmente (o un muro con aberturas en la altura, según se prefiera) de 8, 12 y 16 pisos, modelado como elementos de fibra, en que se estudian los casos en que los elementos de acople tienen rigidez constante y variable. Para contrastar la amplificación dinámica del corte, se contrastan los resultados de corte con los obtenidos de la fórmula de Eibl y Keintzel, ver (2-9), modificada.

2.3 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DINÁMICOS

Aun cuando se dispone de numerosos estudios paramétricos y efectuados con modelos no lineales, sólo hay un puñado de experimentos dinámicos en los que se puede estudiar el tema, entre ellos, se destacan cuatro realizados a gran escala: Los estudios pre-normativos CAMUS-1 y CAMUS-3 por Combescure y Sollogoub (2004) y Combescure y Chaudat (2002) respectivamente, cada ensayo consta de dos muros en paralelo unidos por losas a escala 1:3 diseñados según las disposiciones de la norma francesa PS92 y la europea EC8 cada uno; El trabajo de Panagiotou, et al. (2011) como parte del proyecto NEES dirigido a la interacción de elementos y optimizar el diseño, y Ghorbanirenani, et al. (2012) que ensaya un muro a escala 1:0.429 que representa un edificio residencial en Montreal. Estos últimos dos trabajos mencionados, son modelados numéricamente (Martinelli y Filippou, 2009, y Luu, et al., 2011, respectivamente). A continuación, en la Figura 2-6, se muestra una fotografía representativa de cada ensayo descrito.

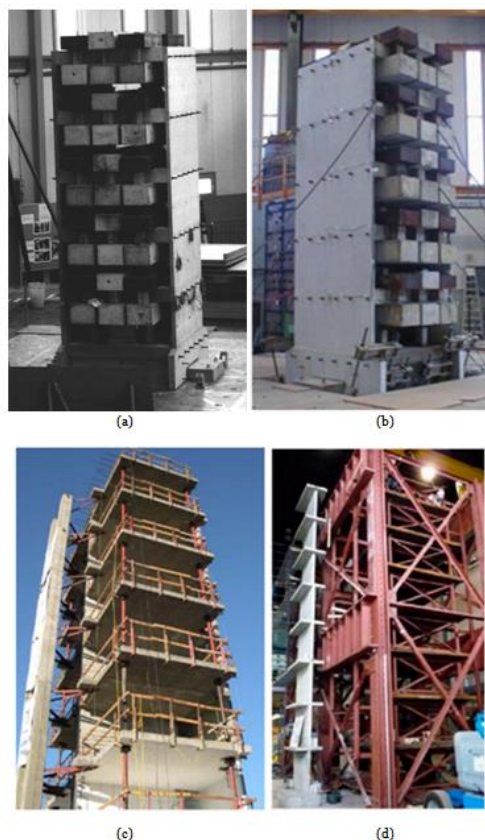


Figura 2-6: Modelos a gran escala ensayados dinámicamente, (a) CAMUS-1 en Centre d' Etudes de Saclay Francia (Combescure & Sollogoub, 2004), (b) CAMUS-3 en Centre d' Etudes de Saclay Francia (Combescure & Chaudat, 2002), (c) NEES en UC San Diego USA (Panagiotou, et al., 2011), y (d) Ecole Polytechnique of Montreal Canadá (Ghorbanirenani, et al., 2012).

2.3.1 Descripción general de los ensayos y de resultados

Combescure y Sollogoub (2004) en el programa experimental CAMUS-1 que se llevó a cabo entre 1996-1998 ensayan en la mesa vibradora Azalée de el laboratorio EMSI en Centre d' Etudes de Saclay, Francia, una estructura construida según las especificaciones del código francés PS92 (NF-P-06-013, 1995). Esta se compone de 5 niveles, teniendo una altura total de 5.1 [m] y un espesor de muros de 6 [cm], con un peso total de 36 [ton], parte de éste agregado mediante bloques de acero dispuestos directamente sobre la estructura. Por la ley de escalamiento utilizada, el tiempo se escala por el factor $\sqrt{3}$.

Combescure y Chaudat (2002) enmarcado en el proyecto CAMUS-3 evalúan la efectividad del EC8 (CEN, 1988), tal como el estudio anterior, se compone de dos muros en paralelo sin aberturas unidos por medio de 6 losas cuadradas y las mismas dimensiones de CAMUS-1. la altura total es de 5.1 [m], tiene un espesor de 6 [cm] y un incluyendo la masa de la estructura y de las cargas agregadas adicionalmente, el esquema de la estructura es similar al anterior. Mediante el ensayo se logró la plastificación de la base, alcanzando a identificar aspectos no lineales en los muros.

Panagiotou, et al. (2008) en su tesis doctoral, estudia una porción de un edificio de 7 pisos a escala completa. El ensayo se lleva a cabo en la Large High-Performance Outdoor Shake Table (LHPOST) unidireccional de la Universidad de San Diego (UCSD). Es diseñada según ASCE-7 (ASCE, 2006) siguiendo los principios del diseño por capacidad. Consiste en un muro T que cuenta con losas intermedias en cada nivel, aportando masa sísmica y carga axial considerables. La estructura tiene un alto total de 19.2 [m] y el muro del alma 20.3 [cm] de espesor en los niveles 1 y 7, y 15.2 [cm] en los restantes. El estudio está centrado en optimizar los recursos en la construcción, enfocado en el refuerzo, pero se observa efectivamente un aumento del corte, que directamente se asocia con la amplificación de éste, lo que deriva en una propuesta de fórmula para cuantificarlo.

Ghorbanirenani, et al. (2012) confecciona dos probetas de muros en voladizos idénticas que simulan un edificio residencial de 8 pisos con ductilidad moderada según las disposiciones sísmicas de Canadá en el NBCC (NBCC, 2005) a escala 1:0.429, esta escala usando la ley de similitud de Moncarz y Krawinkler (1981) escala la aceleración en 2.65, y el tiempo en 0.403. El test pretende examinar las deformaciones laterales de los perfiles, formación de rótulas plásticas en niveles superiores, los patrones de fuerzas laterales y demanda de corte, y la interacción entre el corte y el momento volcante, con un enfoque singular en la amplificación del corte. Las probetas tienen un alto total de 9 [m] y un espesor de 8 [cm], el ancho es de 1.4 [m] en los primeros 5 niveles y se reduce intencionalmente a 1.2 [m] en los últimos dos para forzar una rótula en la interfaz, el diagrama de las dimensiones se muestra en la Figura 2-7. Tiene losas intermedias pequeñas que no aportar mayormente a la masa, logrando la masa sísmica deseada por medio de cargas montadas en una estructura aparte que estan conectadas al muro por bielas, aportando 60 [kN] por nivel. El diseño se lleva a cabo considerando un factor de reducción $R=2$, y un factor de sobrecapacidad $R_0 = 1.4$. Los resultados más destacados son: respuesta flexural limitada menor a la esperada en el diseño, producto de modos superiores; momento medido es 1.3 veces el de diseño, correspondiente con el factor de sobrecapacidad $R_0 = 1.4$; el corte basal máximo fue 1.82 veces el asumido en el diseño, aunque considerando la aceleración efectiva es sólo 1.4 veces; se obtiene una mayor resistencia del hormigón al corte que la esperada; y se obtiene una respuesta más pronunciada debido al fisuramiento por los ensayos anteriormente realizados.

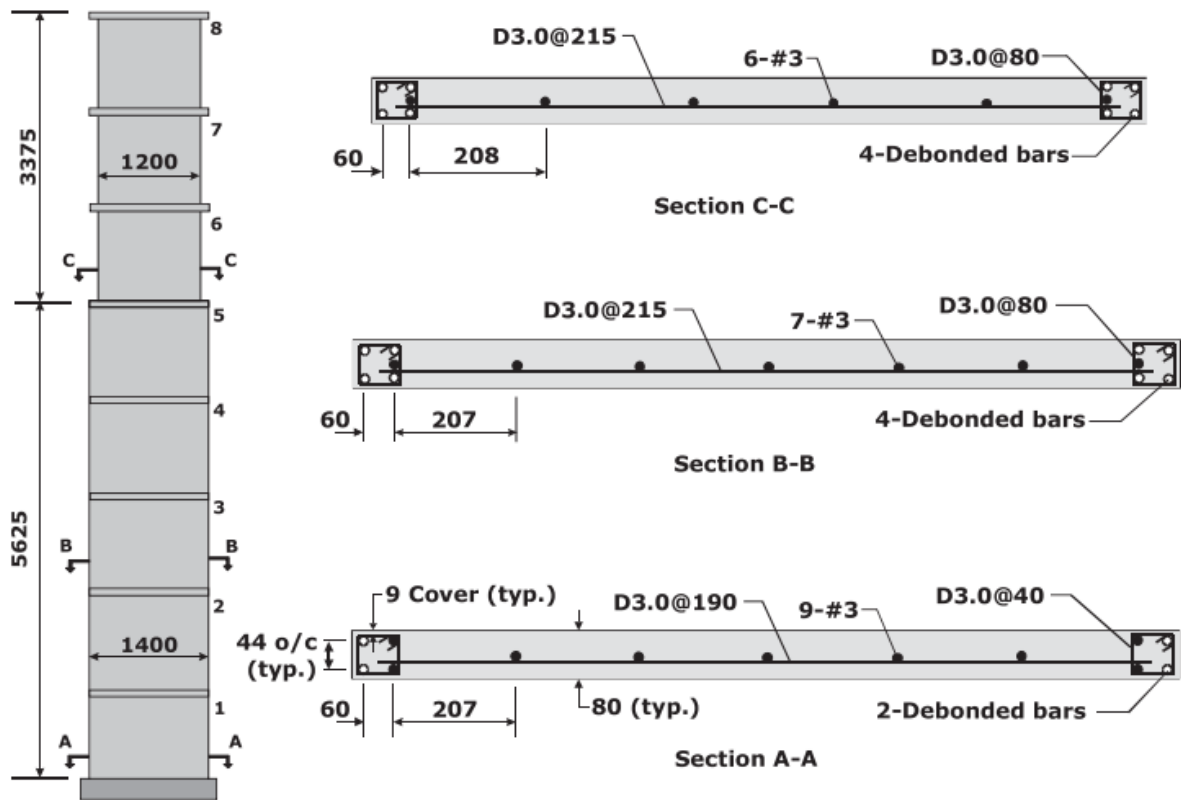


Fig. 1. Model wall dimensions and steel reinforcement (dimensions are in mm)

Figura 2-7: Dimensiones y detallamiento de armadura (Ghorbanirehani, et al., 2012).

2.3.2 Consideraciones en el diseño y montaje de las probetas

De las cuatro probetas, dos de ellas (CAMUS-1 y CAMUS-3) tienen una escala 1:3. No se especifica la ley de escalamiento utilizada, pero considerando que tienen un tiempo escalado en $1:\sqrt{3}$, se puede decir que al menos en la escala temporal cumple la ley de Cauchy y Froude (detallada en Carvalho, 1998) para escalamiento. El estudio de Ghorbanirehani utiliza una escala que registra como 1:0.429, que para tener un formato comparable con los estudios citados anteriormente tiene una escala dimensional de 1:2.33 que adicionalmente requiere un escalamiento del tiempo en 0.403 y de la aceleración en 2.65 para cumplir la ley de similitud explicada en Moncarz y Krawinkler (1981). Finalmente, el estudio de Panagiotou no está escalado. Con las consideraciones referidas, los muros ensayados, tienen las siguientes características dimensionales resumidas en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1: Configuraciones dimensionales de ensayos a gran escala.

	un	CAMUS-1	CAMUS-3	Panagiotou	Ghorbanirehani
Escala		1:3	1:3	1:1	1:2.33 ^a
Niveles		5	5	7	8
Alto total	[m]	5.1	5.1	19.2	9.0
Espesor	[cm]	6.0	6.0	15.2-20.3	8.0
Largo	[cm]	170	170	366	120-140
Esbeltez alto/ancho		3.0	3.0	5.2	6.4 ^b

^a: el autor indica la escala 1:0.429, se recalcula que sea comparable con el resto.

^b: referido a la base.

Los estudios incluyen disposiciones deben considerar evitar el movimiento fuera del plano de acción del sismo y torsiones producidas por el mismo. Se aprecia que, para superar esos efectos no deseables, los autores proponen: aumentar la inercia en el eje secundario considerando dos muros paralelos en los primeros dos casos; aumentando la inercia perpendicular e incorporando un elemento prefabricado en el ensayo de Panagiotou; y finalmente montando una estructura metálica rígida al rededor que evitara el movimiento fuera del plano, solución esquematizada en la Figura 2-8.

Del mismo modo, otro de los desafíos que se presenta es la incorporación de masa sísmica, que permitiera a los modos tener un periodo razonable y que las aceleraciones aplicadas generaran fuerzas horizontales importantes, y carga axial. Para lograr estos propósitos, en los proyectos CAMUS se dispusieron elementos con masa considerable directamente masa sobre la losa de cada nivel, logrando una masa total de 36 [ton]; en el proyecto de Panagiotou, la masa requerida se logra con el peso propio de la estructura, aportado principalmente por las losas, con un total de 205.3 [ton]; finalmente, Ghorbanirenani incorpora la masa sísmica principalmente por medio de placas dispuestas en una estructura aparte y conectadas por medio de bielas, agregando 42 [ton], y la carga axial es alcanzada por medio de tensores internos.

En los ensayos expuestos, se observa el uso de armaduras longitudinales, de corte y de confinamiento. De éstas es interesante la propuesta de Ghorbanirenani (ver Figura 2-7) en que utiliza barras longitudinales desadheridas (debonded-bars) al engrasarlas, con el fin de obtener la capacidad al momento manteniendo el confinamiento correspondiente, además de una malla simple de armadura de corte.

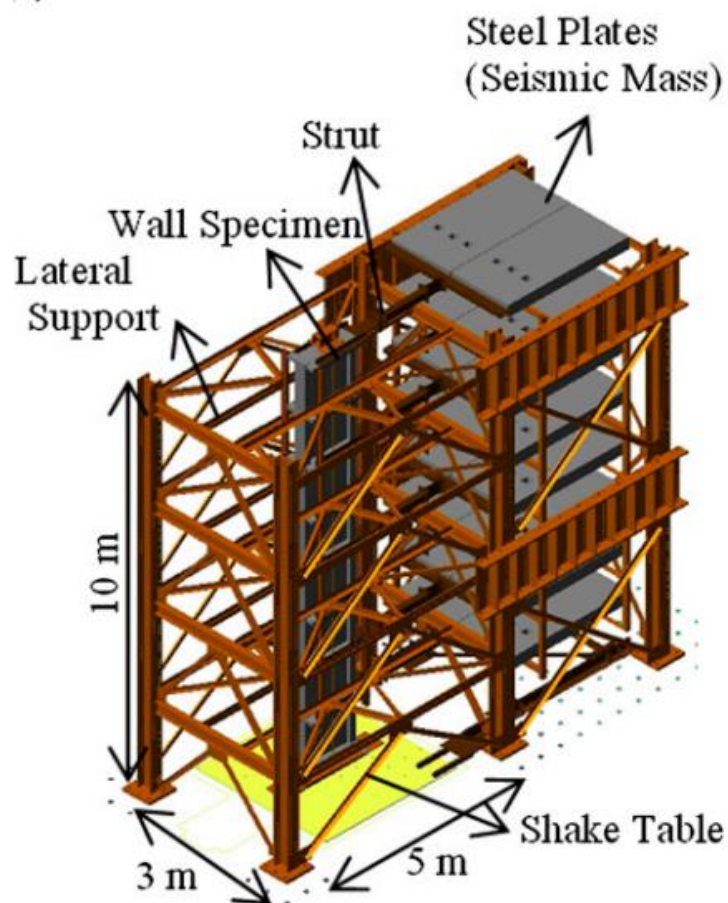


Figura 2-8: Esquema de montaje del muro en voladizo (Ghorbanirenani, et al., 2012).

2.3.3 Forzantes para ensayos

Cada autor impone a la estructura un set de registros de aceleraciones provenientes tanto de señales sintéticas como de registros reales. Este set considera una gama de escalamientos en amplitud de la aceleración, desde registros con pequeñas aceleraciones, hasta algunos con PGA superiores a 1 [g]. Para los proyectos CAMUS se reduce el tiempo de la señal por un factor $1/\sqrt{3}$, y Ghorbanirenani introduce escalamiento en el tiempo de $t_r = 2.63$.

Para el proyecto CAMUS-1 se utiliza una señal artificial llamada Niece, que simula un terremoto de campo lejano, la aceleración máxima para cada registro generado con esta señal es: 0.25 [g] (R1), 0.41 [g] (R4), 0.72 [g] (R5); se utiliza también una forzante natural registrada en el terremoto de San Francisco (1975) con M5.3 generando los registros con aceleraciones máximas de: 0.13 [g] (R2) y 1.11 [g] (R3).

En el proyecto CAMUS-3 la forzante utilizada corresponde a la señal sintética Nice S1, representativa del espectro de aceleraciones francés con tiempo según el escalamiento de longitud, y un test intermedio realizado con la señal Melendy Ranch representativa de un terremoto intermedio de campo cercano. Las señales fueron escaladas en aceleración de la siguiente forma, Niece: 0.22, 0.45, 0.64 y 1.0 [g], Melendy Ranch: 1.35 [g].

En cuanto al estudio NEES de Panagiotou señales a las que se someterá la probeta corresponden a los terremotos de San Fernando (1971): 0.15, 0.27 y 0.35 [g], y Norridge (1994) con 0.91 [g].

Para el proyecto desarrollado en Ecole Polytechnique Montreal por Ghorbanirenani, la aceleración basal corresponde a un registro sintético que simula un terremoto M7.0 a 70 [km] de la edificación, modificado para calzar con las especificaciones del NBCC UHS de diseño, éste tiene un PGA de 1 [g] y es escalado al 10, 40, 80 y 100% para el muro 1, y 100, 120, 150 y 200 % para el muro 2.

2.3.4 Periodos, amortiguamiento e inercia efectiva

El periodo fundamental de la estructura aumenta a medida que la estructura es sometida a las etapas de ensaye principalmente debido a la fisuración del hormigón, producto de la incursión del material en el rango no lineal. Esta fisuración tiene un efecto directo en la inercia efectiva de la sección.

Tabla 2-2: Características de las estructuras para modelarlas.

	un	CAMUS-1	CAMUS-3	Panagiotou	Ghorbanirenani
Niveles		5	5	7	8
Altura por nivel	[cm]	90	90	112.5	274
Largo muro	[cm]	170	170	366	140
Espesor	[cm]	6.0	6.0	15.2	8.0
f'c hormigón	[MPa]	32.0	39.6	37.9	30
Masa por nivel	[ton]	6.00	6.00	23.50	6.25
Modelamiento		Matriz Ensamblada	Matriz Ensamblada	ETABS	ETABS

Los autores, en un esfuerzo por caracterizar dinámicamente la probeta ensayada, miden el periodo fundamental para cada ensayo. Sin embargo, sólo uno de los autores cuantifica la reducción de la inercia comparada con la inercia de la sección bruta, y sólo para un ensayo. Debido a esto, se modelan computacionalmente las estructuras según dos métodos: (1) Matriz Ensamblada, en que se programó la respuesta para una columna según lo descrito en el Anexo A, y (2) ETABS, en que se representaron los muros y losas correspondientes, las características consideradas en cada caso se enlistan en la Tabla 2-2. En estos modelos básicamente se definen las propiedades de los ensayos, multiplicando por un factor apropiado el producto de la elasticidad y la inercia bruta (EI_g), y obteniendo las frecuencias modales.

Tabla 2-3: Periodos e Inercia Efectiva CAMUS-1, ruido blanco y periodo aparente durante ensayo.

Forzante	CAMUS-1 (Ruido Blanco)					
	Señal	PGA [g]	Ruido Blanco		Periodo Aparente	
			f_1 [Hz]	EI/EI _g	f_1 [Hz]	EI/EI _g
R1: Nice		0.25	7.25	71%	~5.0	~34%
R2: San Francisco		0.13	N/D	N/D	N/D	N/D
R3: San Francisco		1.11	7.03	66%	4.5-8.0	27%-86%
R4: Nice		0.41	6.6	59%	4	22%
R5: Nice		0.72	6.6	59%	3.5-4.0	17%-22%

Para el proyecto CAMUS-1 las frecuencias fundamentales (f_1) medidos previos a cada ensayo mediante un ruido blanco de amplitud máxima 0.05 [g] son: 7.25 [Hz] (R1), 7.03 [Hz] (R3), 6.60 [Hz] (R4) y 6.60 [Hz] (R5), obteniendo una reducción de la inercia según el modelo en ETABS de entre 50-71%. Además se calcula un periodo aparente durante el ensayo de: ~5 [Hz] (R1), 4.5-8 [Hz] (R3), 4 [Hz] (R4) y 3.5-4 [Hz] (R5), en los cuales se reduce la inercia entre el 17-80%. Se obtiene un amortiguamiento medido del 2%. Lo anterior se detalla en la Tabla 2-3.

En el proyecto CAMUS-3 se determinaron las propiedades dinámicas de la estructura al inicio de los ensayos y tras cada uno de éstos con un ruido blanco, obteniendo un periodo inicial de 6.88 [Hz], y tras cada ensayo de 6.44, 6.44, 4.50, 4.30 y 4.49 [Hz], con lo cual se logra una reducción de la inercia (Según el modelo ETABS) de entre un 22-57%, con un amortiguamiento que oscila entre el 1.19% y 5.4%. Un detalle más exhaustivo se muestra en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4: Periodos e Inercia Efectiva CAMUS-3.

Forzante	CAMUS-3		
	PGA [g]	f_1 [Hz]	EI/EI _g
Inicial	N/A	6.88	57%
R2: Nice	0.22	6.44	52%
R6: Nice	0.45	6.44	52%
R2: Melendy	1.35	4.50	26%
R8: Nice	0.64	4.30	22%
R10:Nice	1.00	4.49	25%

Panagiotou calcula un periodo fundamental teórico de la sección sin agrietar de de 0.5 [s], lo cual corresponde bien con el modelo de matrices ensambladas que lo estima en 0.49 [s]. Se realizan mediciones del periodo imponiendo una señal de ruido

blanco con 0.03 [g] de aceleración máxima, obteniendo un periodo inicial de 0.51 [s] y tras cada ensayo de 0.59, 0.65, 0.88 y 1.16 [s]. Estos periodos suponen una inercia efectiva de entre el 18-72% de la bruta según el modelo de Matriz Ensamblada. A continuación se tabulan dichos valores.

Tabla 2-5: Periodos e Inercia Efectiva Panagiotou.

Forzante	Panagiotou		
	PGA [g]	f ₁ [Hz]	EI/EI _g
EQ1: San Fernando	0.15	1.69	72%
EQ2: San Fernando	0.27	1.22	37%
EQ3: San Fernando	0.35	1.14	33%
EQ4: Nortridge	0.91	0.86	18%

En el estudio realizado por Ghorbanirenani, se obtiene un periodo teórico de 0.73 [s] considerando una sección efectiva de 0.62 EI_g, mientras que con el modelo de Matriz Ensamblada, para la misma reducción se obtiene un periodo de 0.71 [s], validando el modelo. El autor analiza la respuesta del muro W2 sometido a un 100% EQ, obteniendo mediante Fourier frecuencias de 0.78 y 3.91 [Hz] (1.28 y 0.26 [s]) para el primer y segundo modos respectivamente, reconociendo una gran disminución de rigidez al contar con una inercia efectiva de 0.18 EI_g, que nuevamente se ve bien representadas por el modelo de Matriz Ensamblada, al considerar para el mismo caso una reducción de 0.19 EI_g. A medida que los ensayos son realizados, el periodo fundamental para el muro 1 es de 0.68, 0.72, 0.76 0.90, 0.85 y 0.96 [s], mientras que para el muro 2 es de 0.90, 0.85 y 0.96 [s]. Se detallan los resultados obtenidos en la Tabla 2-6.

Tabla 2-6: Periodos e Inercia Efectiva Ghorbanirenani.

Ghorbanirenani (W1)			
Forzante	PGA [g]	f ₁	EI/EI _g
EQ 10%*	0.11	1.47	67%
EQ 40%*	0.49	1.39	60%
EQ 100%*	1.05	1.32	55%
EQ 100%	1.28	1.11	39%
EQ 80%	1.10	1.18	44%
EQ 120%	1.54	1.04	34%
Ghorbanirenani (W2)			
Forzante	PGA [g]	f ₁	EI/EI _g
EQ 100%	1.20	1.04	34%
EQ 120%	1.58	1.00	31%
EQ 150%	1.98	0.97	29%
EQ 200%	2.61	0.76	18%
EQ 100%**	1.20	0.73	17%

*: utiliza AIC (Adaptative Inverse Control) en el ensayo .

** : frecuencia aparente durante el ensayo, obtenida mediante análisis de Fourier del corte, momento y rotaciones.

2.3.5 Participación de modos superiores en la respuesta

Panagiotou muestra la influencia que tiene el segundo modo en la respuesta de la estructura por medio de diversos métodos. Uno de ellos es revisar la aceleración por piso para el máximo corte ($V_{b,max}$) a los 44.21 [s], máximo momento ($M_{b,max}$) a los 44.36 [s] y la máxima deriva de techo ($\theta_{r,max}$) a los 44.45 [s]. De la Figura 2-9 claramente se observa que la deriva máxima esta influenciada casi completamente por el primer modo, contrariamente al corte, que es producto del segundo modo, mientras que el momento se encuentra en una posición intermedia.

Adicionalmente grafica la altura de la resultante de fuerzas, obtenida de dividir el momento volcante por el corte basal, para intervalos de tiempo representativos, tal como se muestra en Figura 2-10. Esta caracterización es importante, ya que se visualiza que la resultante de fuerzas desciende a medida que aumenta el corte y crece la influencia de los modos superiores.

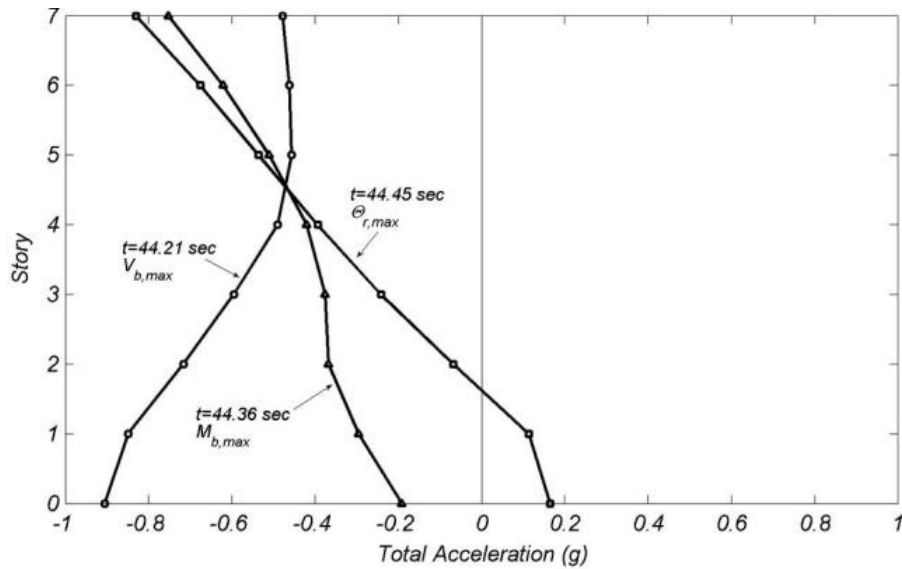


Figura 2-9: Aceleración en la altura para instantes característicos (Panagiotou, et al., 2011).

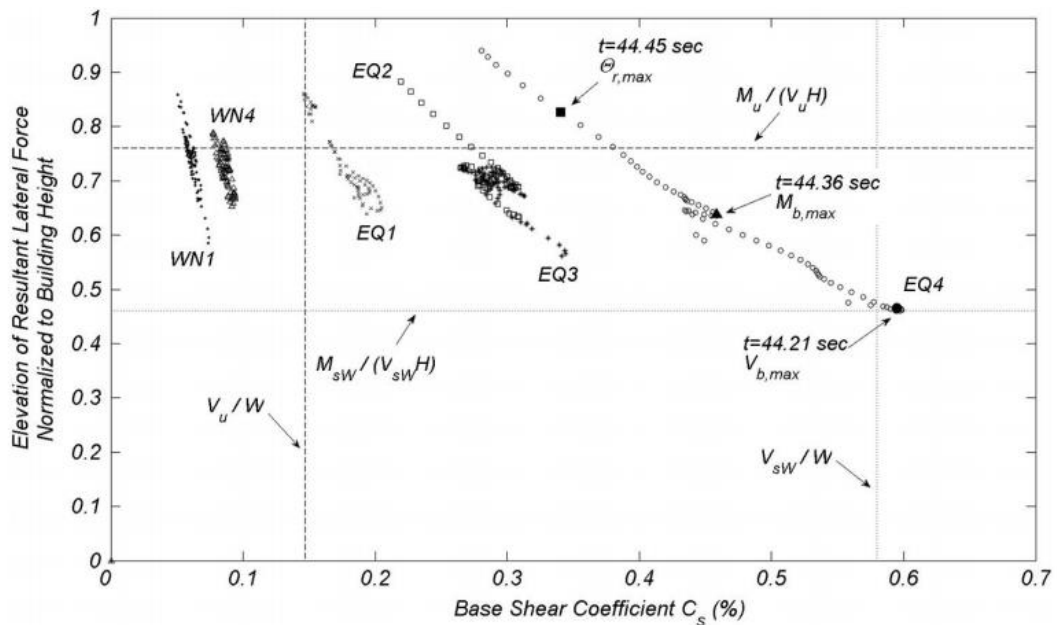


Figura 2-10: Altura normalizada efectiva de fuerzas laterales en función del corte, para $M_b \geq 0.9 M_{b,max}$ (Panagiotou, et al., 2011).

En el estudio de Ghorbanirenani, et al. (2012) se realiza un análisis de Fourier para distintas respuestas (ya mencionada en 2.2.4): desplazamiento de techo, momento basal, rotación en el primer y sexto nivel, y corte basal. En éste se aprecia la contribución del segundo modo a la respuesta de la rotación del sexto nivel, corte basal y rotación del primer nivel.

Adicionalmente, utiliza la histéresis del corte y momentos basales en función del desplazamiento de techo (ver Figura 2-11), en la que se aprecia una baja correlación entre el corte máximo o momento máximos con el desplazamiento máximo, como resultado de la contribución de los modos superiores a la respuesta.

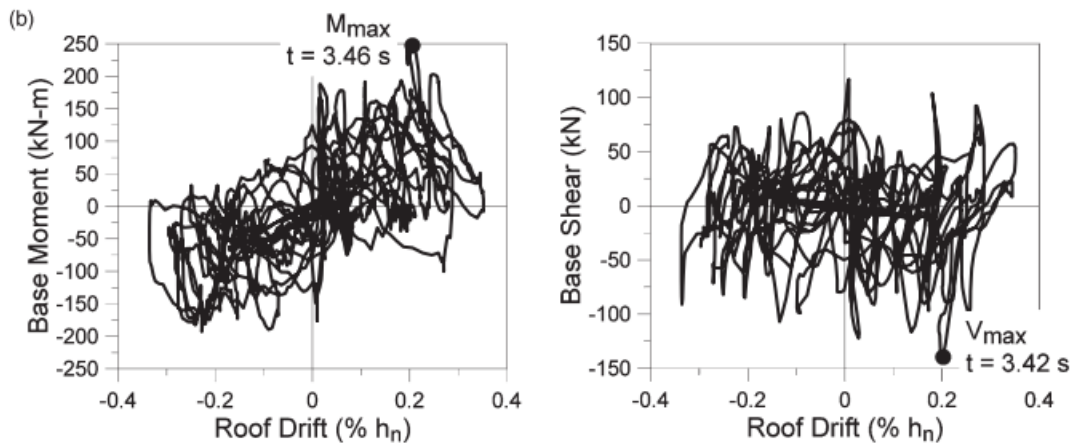


Figura 2-11: Muro W2 sometido al 100% EQ: (a) Análisis de Fourier de la respuesta tiempo historia; (b) histéresis del momento y corte basales en función del desplazamiento de techo (Ghorbanirenani, et al., 2012).

Otra esquematización interesante, presentada por el mismo autor, es el perfil de aceleraciones por piso para los instantes correspondientes al corte y momentos máximos de ambos muros sometidos al 100%EQ . Se aprecia como la aceleración presenta la contribución del primer y segundo modos, e incluso superiores. Adicionalmente, se esquematiza la resultante de fuerzas, que, el caso del corte, se encuentra casi a la mitad de la altura que la presentada en el momento, por ser más influenciado por modos superiores. Además la resultante de fuerzas se encuentra más abajo en el caso del muro W1, lo que es atribuible a que, al momento del ensayo, se encuentra más dañado.

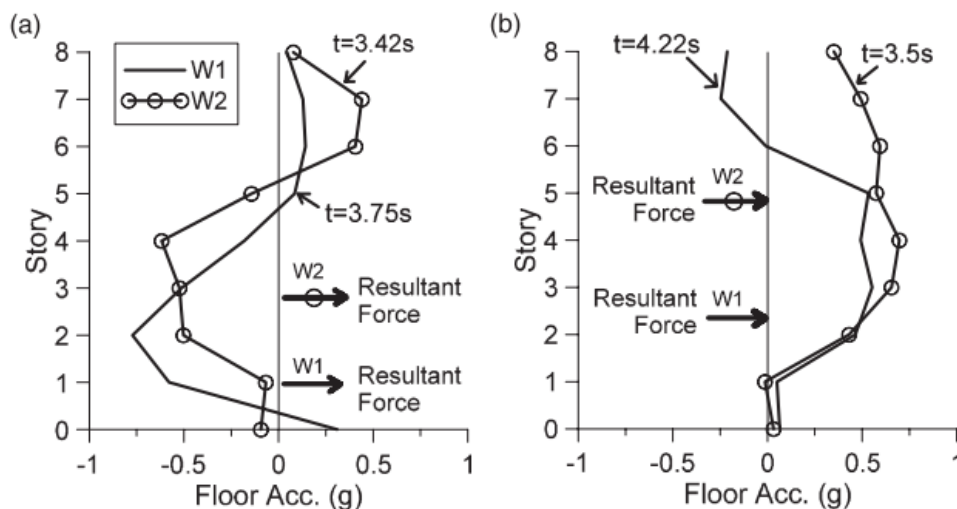


Figura 2-12: Perfil de aceleración por pisos en muros W1 y W2 sometidos al 100% EQ en los instantes de (a) corte máximo y momento máximo (Ghorbanirenani, et al., 2012).

2.3.6 Amplificación lograda

Para estimar y comparar el valor de la amplificación se utiliza, en algunos casos, el método descrito en 2.1.2. Esta estimación usa el corte y momento máximos del ensayo con menor amplitud (suponiendo que la probeta se mantiene en el rango lineal para dicho ensayo) que correspondería a la respuesta lineal, y el corte y momento máximos para algún ensayo que logre llevar la probeta al rango no lineal. Ambos ensayos debieron haber sido sometidos a la misma excitación basal (a diferente escala) o bien con un contenido de frecuencias similar, para hacerlos comparables.

La señal artificial NICE es utilizada en los programas CAMUS-1 y CAMUS-3. En ambos casos el corte no lineal respecto del corte lineal es de 1.04, es decir, la amplificación es casi nula. El resultado se obtiene considerando Nice 0.72 [g] y 1.00 [g] para el corte no lineal en CAMUS-1 y CAMUS-3 respectivamente, y al 0.25 [g] y 0.22 [g] para el corte lineal de los ensayos. La estructura del estudio CAMUS-1 además de estar sometida a la forzante NICE, es ensayada con el terremoto de San Francisco dos veces, con un PGA de 0.13 [g] en el primero, y de 1.11 [g] en el segundo. Con los datos obtenidos, se deduce un factor de 1.22 de ponderación para amplificación. Se concluye la presencia de amplificación dinámica del corte, y la dependencia de la misma respecto a la señal utilizada. Los datos son tabulados en la Tabla 2-7 y Tabla 2-8.

Tabla 2-7: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos en CAMUS-1.

		CAMUS 1				
		RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4	RUN 5
EQ		Nice	San Francisco	San Francisco	Nice	Nice
PGA	[g]	0.25	0.13	1.11	0.41	0.72
Δ techo	[mm]	7	1.54	13.2	13.4	43.3
Momento (M)	[kN m]	244	86.6	324	324	404
Corte (V)	[kN]	69.4	24.5	112	90.1	120
ω_v	[kN/kN]			1.22		1.04

Tabla 2-8: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos en CAMUS-3.

		CAMUS 3				
		Nice r2	Nice r6	MR r2	Nice r8	Nice r10
EQ		Nice	Nice	Melendy	Nice	Nice
PGA	[g]	0.42	0.22	1.3	0.64	1
Δ techo	[mm]	34.4	21.7	60.4	34.9	58.8
Momento (M)	[kN m]	263	147	540	401	410
Corte (V)	[kN]	49.6	48.2	151	124	140
ω_v	[kN/kN]					1.04

El estudio realizado por Panagiotou no permite, según el criterio señalado, calcular la amplificación, ya que somete al muro a escala completa a una serie de forzantes de diferente naturaleza. Sin embargo, en el afán por tener algún atisbo de la amplificación lograda, se comparan los resultados provenientes de señales de la misma fuente, y por tanto se asume, un contenido de frecuencias similares. Se puede rescatar de la Tabla 2-9 que para el terremoto de San Fernando, se logra un factor de $0.97 < 1.0$, y por tanto, una reducción comparativa del corte. Este resultado muestra que de no contar con una señal adecuada, el fenómeno a estudiar no incide en la

estructura. Mientras que la señal producida por el terremoto de Norridge provoca un factor de amplificación de 1.26. En tanto, el artículo citado, mide un momento máximo basal 2.71 veces mayor al de diseño, mientras que el corte máximo basal tiene una sobre resistencia de 4.2, luego el incremento es 1.5 veces más para el corte.

Tabla 2-9: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos de Panagiotou.

		PANAGIOTOU			
		EQ1	EQ2	EQ3	EQ4
Estación		VNUY	VNUY	WHOX	SOVM360
EQ		Sn Fdo	Sn Fdo	Norridge	Norridge
PGA	[g]	0.43	0.61	0.75	1.1
Δ techo	[%]	0.28	0.75	0.83	2.06
Momento (M)	[kN m]	5,368	8,351	8,353	11,495
Corte (V)	[kN]	420	632	704	1,225
ω_V	[kN/kN]		0.97 ^a		1.26 ^a

^a: No es una medida comparable, ya que no proviene de la misma señal. Sirve solo de referencia

Finalmente, el ensayo realizado por Ghorbanirenani, se proporciona un valor para la amplificación obtenida del resultado experimental, al compararlo con lo previsto por el código canadiense (NBCC, 2005). Obtiene una razón entre el momento máximo obtenido y el momento de diseño de 1.3, cercano al factor 1.4 relacionado con la sobre resistencia de los materiales. Mientras que el máximo del corte basal es de 1.82 veces el valor que asume el diseño, aunque este valor se reduce a 1.4 al reconsiderar la estimación de corte de diseño con la forzante realmente aplicada al ensayo. El estudio es rescatado por Luu, et al., (2011) quien obtiene un factor de amplificación de 2.2 al considerar la razón entre corte basal experimental y el corte basal del análisis espectral. El autor compara dicho valor de la amplificación con la amplificación que se obtiene según tres códigos diferentes: canadiense (NBCC, 2005), europeo (CEN, 2004) y neozelandés (NZS, 1995), y con el modelo de fibra no lineal confeccionado en OPENSEES. Obtiene la Tabla 2-10. Se deduce que los valores obtenidos por el análisis no lineal representa bien el fenómeno, mientras que los códigos lo subestiman.

Tabla 2-10: Factores de amplificación dinámica según diferentes criterios.

	NBCC ¹	EC ²	NZ ³	EXP ⁴	OS ⁵
Probeta ensayada	1.2	1.5	1.6	2.2	2.2
Muro 10-pisos ⁶	2.6	4	1.6	-	3.7

1: Canadiense; 2: Europeo; 3: Neozelandés; 4: Datos Experimentales; 5: Datos de OpenSees.

6: Muro prototipo considerando el escalamiento utilizado.

Con el fin de comparar los resultados obtenidos por el autor con el criterio de amplificación utilizado se presenta la Tabla 2-11, obteniendo factores de amplificación de 1.16 y 1.12 para cada muro al ensayo al 100% de aceleración. Valores que se debieran comparar con el 1.4 y 2.2 discutidos en el párrafo anterior, que muestran la ambigüedad de la definición.

Tabla 2-11: Amplificación del corte, y momento y corte máximos de los ensayos de Ghorbanirenani.

GHORBANIRENANI - W1							
		AIC			NO-AIC		
		1-10%	2-40%	3-100%	4-100%	5-80%	6-120%
PGA	[g]	0.111	0.493	1.05	1.28	1.1	1.54
Δ techo	[mm]	2.18	10.3	30	36	29.5	41.3
Momento (M)	[kN m]	40	111	214	241	191	261
Corte (V)	[kN]	20	57	124	118	105	139
ω_v	[kN/kN]			1.16			1.07

GHORBANIRENANI - W2					
		1-100%	2-120%	4-150%	5-200%
PGA	[g]	1.2	1.58	1.98	2.61
Δ techo	[mm]	-31.3	38.4	52.4	71.5
Momento (M)	[kN m]	250	225	243	253
Corte (V)	[kN]	140	140	172	183
ω_v	[kN/kN]	1.12			1.45

2.4 CONCLUSIONES

Al revisar la teoría y estudios presentados, se puede concluir en cuanto a las consideraciones a tener al realizar un estudio experimental, como de los resultados esperados.

A fin de estudiar la amplificación del corte, es crucial contar con muros, y que tengan un bajo acople con elementos horizontales, como los muros en voladizo, ya que esto favorece la amplificación. Un alto valor del periodo fundamental es necesario. Además, es de enorme importancia excitar al menos el segundo modo de la estructura. Para esto, hay que considerar que la señal sea rica en altas frecuencias, en particular que el espectro de aceleraciones esté cargado a bajos periodos, lo cual ha sido materializado con registros reales y sintéticos. En la misma línea, hay que considerar que el periodo aparente durante el ensayo es mayor que el calculado mediante un modelo elástico-lineal, lo que se compatibiliza con una reducción de EI a un 0.6-0.7EI_g para un evento de baja amplitud, llegando apenas a un 0.18-0.3EI_g.

El alcanzar el rango no-lineal durante el ensayo es de vital importancia para apreciar la amplificación inelástica del corte, de hecho, el nivel de ductilidad es parte crucial de varios estudios referentes al tema. Por lo que escoger adecuadamente los materiales y las capacidades resistentes del elemento son claves en el estudio de la amplificación, en particular la capacidad al momento a flexión. Para esto se pueden usar métodos constructivos tales como incorporar barras desadheridas.

Dos aspectos a considerar para la materialización de ensayos de este tipo es el de evitar movimientos fuera del plano y el incorporar masa suficiente para el estudio. Además, no se puede obviar la utilización de una ley de escala, de ser necesario.

Se puede concluir de las investigaciones presentadas, que la influencia de modos superiores en la respuesta se puede apreciar por distintos métodos, tales como ciclos histeréticos del corte basal, perfil de aceleraciones en la altura para el corte máximo, valores de energía al aplicar Fourier, y de suma importancia, distinguir un descenso

en la altura de la resultante de fuerzas cuando el corte se acerque al máximo, entre otros parámetros.

Finalmente, la amplificación lograda, según lo definido en 2.1.2, para los casos experimentales oscila entre 1.12 y 1.45 según el criterio acordado.

CAPÍTULO 3.

PROBETAS PROPUESTAS

3.1 PROTOTIPO (DE-ESCALADO) REPRESENTADO

3.1.1 Consideraciones de diseño

El prototipo describe un muro perteneciente a un edificio de 8 pisos ubicado en una zona sísmica 3, suelo C, según la caracterización del D.S. 60 (MINVU, 2011). Estos valores significan un PGA de 0.4 [g] y una velocidad de onda de corte del suelo entre 350 a 500 [m/s]. Se modela el prototipo como un voladizo de 8 grados de libertad con masas concentradas, se considera la inercia bruta de la sección. Las cargas sísmicas se aplican de forma modal espectral (ME). El espectro de aceleraciones y de desplazamientos se calcula según la normativa señalada, y obteniendo los valores resistentes según el código ACI318-08 con las modificaciones presentadas en el D.S. 60. Se detalla el diseño en el Anexo E.

La norma chilena NCh 433 (INN, 2012), modificada parcialmente por el D.S. 60, contempla los requisitos para el diseño sísmico de edificios. En particular, las edificaciones de más de 5 pisos o 20 [m] tienen serias limitaciones para ser estudiadas con un análisis estático; incluso lo prohíbe para estructuras flexibles, definidas como aquellas con $h_{tot}/T_1 \geq 40$ [m/s] (h_{tot} = altura total del edificio); prefiriéndose la modelación por medio de un análisis modal espectral.

La norma exige para el análisis modal una serie de requisitos, entre ellos: una cantidad de modos que las masas equivalentes sean mayor o igual al 90% de la masa total, amortiguamientos modales del 5% del crítico, el uso de un factor de modificación de la respuesta R^* igual para todos los modos, un espectro de respuesta suavizado que considera eventos de baja probabilidad (10%) de ser excedidos durante la vida útil de las estructuras, el uso del método CQC (complete quadratic combination) para superponer los resultados modales, y si fuera necesario la corrección de R^* para asegurar un corte basal mínimo. Los resultados del análisis modal espectral se obtienen de una expresión con raíz cuadrada, por lo que no tiene un signo determinado, sino que corresponden a los valores máximos durante un evento sísmico, que no necesariamente son simultáneos, por tanto no satisfacen las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica.

En particular para estructuras con un periodo fundamental alto (flexibles) la modificación de la respuesta se verá acotada por el corte mínimo requerido por la norma. Lagos, et al. (2012) recopila el factor de modificación de respuesta efectivo (llamado R^{**} en el artículo) para 115 edificios chilenos en zona sísmica 3 suelo II (según la antigua caracterización de suelos), además de proponer una curva promedio, tal como se indica en la Figura 3-1. La extrapolación de la tendencia de datos para periodos altos converge en una modificación de respuesta efectiva (R de aquí en adelante) igual a 1, suponiendo que para estructuras muy flexibles la respuesta debe considerarse elástica. En base a esto, para el caso en estudio se considera un factor de modificación de la respuesta efectivo $R = 1-6$.

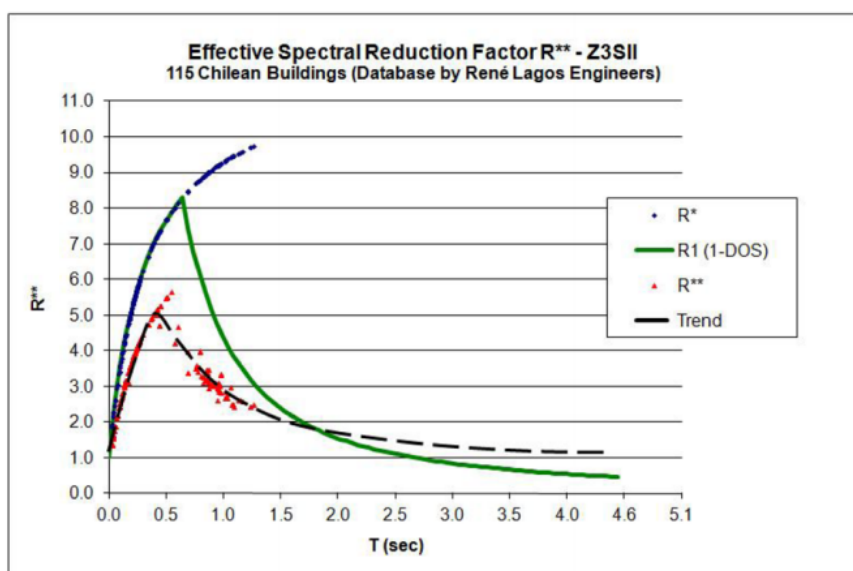


Figura 3-1: Factor de reducción efectivo R^{**} para 115 edificios chilenos en Zona 3, Suelo II (Lagos et al. 2012).

Adicionalmente para el diseño del confinamiento de borde se realiza acorde a lo dispuesto en el D.S. 60 (MINVU, 2010), que requiere el desplazamiento de techo último (δ_u según la simbología utilizada en la normativa) calculado según el registro de desplazamientos definido en el D.S. 61 (MINVU, 2011). Para el diseño del prototipo estas consideraciones derivan en el uso de elementos especiales de borde.

3.1.2 Descripción del prototipo

En virtud de la escala utilizada y las consideraciones comentadas en la sección anterior, la altura total es de 21.6 [m], es decir 2.7 [m] por nivel. El largo total de la sección transversal es de 1.5 [m] y el espesor de 40 [cm], luego, la esbeltez $h_w/l_w = 14$ y la razón largo espesor $l_w/e_w = 3.75$, tal como en el muro a escala. Al muro se le asigna una masa tributaria en cada nivel de 12.5 [ton], luego carga axial (P_u) en la base es de 1000 [kN]. El hormigón tiene una resistencia $f'_c = 25$ [MPa] y el acero corresponde a un A630-420H de $f_y = 420$ [MPa]. Los periodos de los primeros dos modos son $T_1 = 1.24$ [s] (0.81 [Hz]) y $T_2 = 0.20$ [s] (5.0 [Hz]).

El acero de refuerzo fue calculado siguiendo la normativa local de diseño en hormigón armado, D.S. 60 (MINVU, 2010), el que a la vez contempla el uso del código ACI318 (2008). Para el caso en estudio, estas disposiciones se materializan en la incorporación de barras verticales longitudinales de borde, verticales distribuidas en el alma, armadura horizontal de corte y armadura horizontal de confinamiento en los cabezales del muro. La armadura longitudinal de borde se compone de 8 barras $\varnothing 32$ en cada cabezal de muro, dispuestas en un área confinada de 40 [cm] x 40 [cm], la cuantía longitudinal de borde es de $\rho_v = 4.2\%$. La armadura vertical distribuida en el alma es una doble malla de $\varnothing 10$ espaciada a 15 [cm] para tener una cuantía de armadura vertical en el alma $\rho_{va} = 0.26\%$. Como armadura horizontal de refuerzo se dispone de estribos cerrados $\varnothing 12$ separados a 15 [cm], que significa una cuantía de armadura horizontal $\rho_h = 0.38\%$, hasta el cielo del 2° nivel en que pasan a utilizarse barras $\varnothing 10$. Finalmente, por requerir elementos especiales de borde, se dispone de confinamiento en los cabezales por medio de estribos cerrados $\varnothing 12$, y una traba longitudinal y una horizontal $\varnothing 12$, espaciado a 15 [cm], por tanto con una cuantía de confinamiento de $\rho_c = 0.6\%$. Se detalla la configuración y disposición del refuerzo del muro en la Figura 3-2.

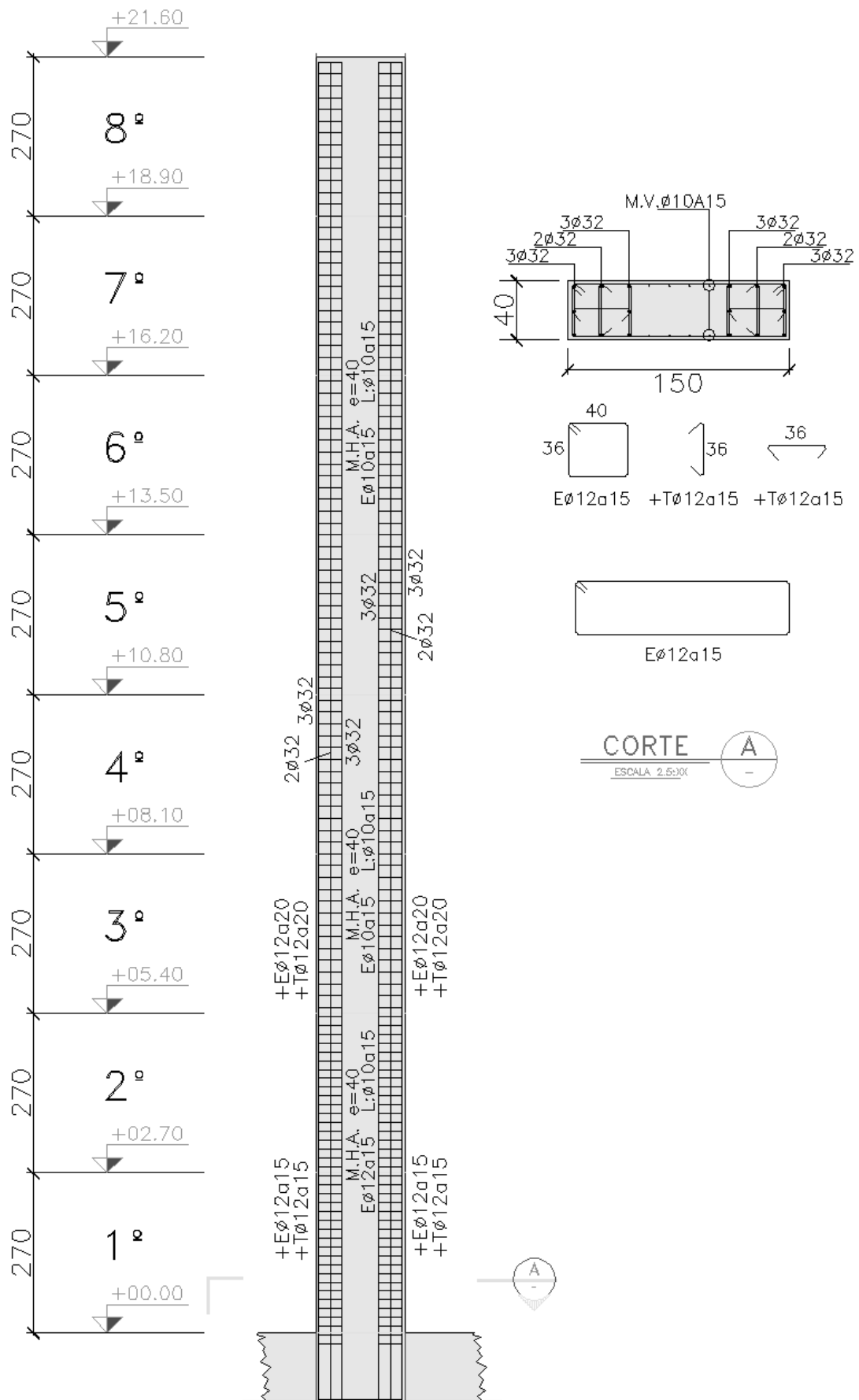


Figura 3-2: Dimensiones y Refuerzo del Prototipo, Vista Frontal y Sección (dimensiones en [cm])

3.1.3 Características del Prototipo

Los valores de cargas últimas de diseño aplicadas al modelo son 193 [kN] y 2638 [kN·m] para la sollicitación de corte basal (V_u) y momento volcante (M_u) respectivamente, luego, la altura de la resultante de fuerzas $M_u/V_u = 0.63 \cdot h_w$. La carga última axial (P_u) es de 1000 [kN]. Estos valores contrastados con las dimensiones del muro entregan $0.07 P_u/f_c A_g$ y $0.12 M_u/f_c A_g \cdot l_w$. En tanto la capacidad nominal al corte (V_n) es de 1460 [kN], mientras que la capacidad al momento (M_n) es de 3381 [kN], esta última obtenida del diagrama de interacción de la Figura 3-3a, en el que se considera la carga axial aplicada

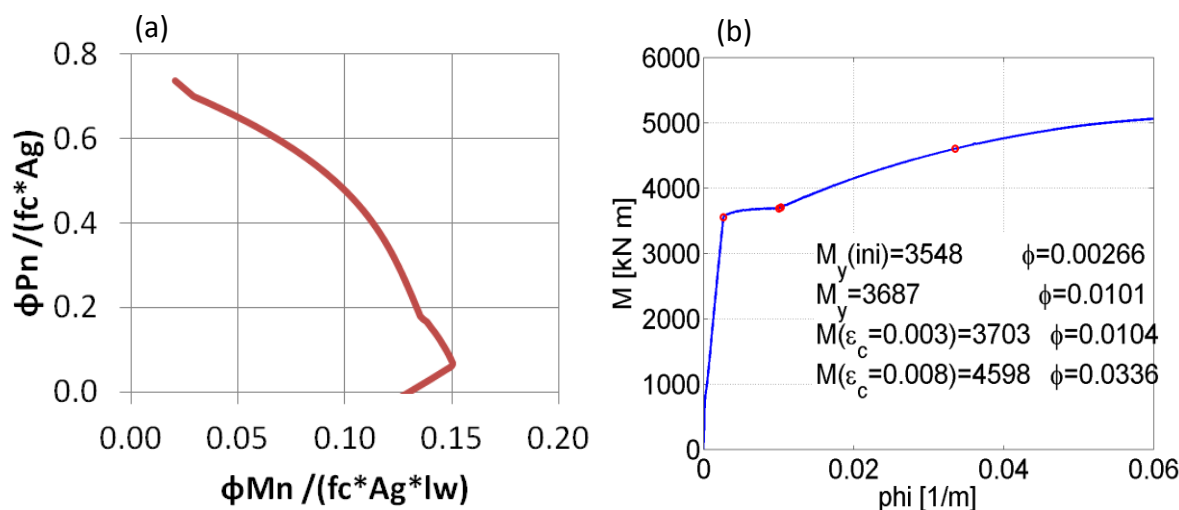


Figura 3-3: Diagrama de Interacción y Momento-Curvatura para el Prototipo en el Eje Principal.

Para abordar el comportamiento no lineal del prototipo se modela la sección de forma no lineal con un modelo de fibra tal como se describe para las probetas en 3.6.5. Los resultados se presentan en la Figura 3-3b.

3.2 RESTRICCIONES Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El diseño estructural es tanto una ciencia como un arte. Se deben tener en cuenta diversos aspectos, principalmente los relacionados a la demanda de esfuerzos y desplazamientos, y resistencia de elementos estructurales. Para el caso en estudio, se busca lograr la amplificación dinámica del corte en muros de HA, además de lograr la plastificación de la base, que para el caso significa alcanzar la capacidad al momento. Pero sin olvidar ni las limitaciones físicas de los equipos y materiales, ni otras restricciones impuestas en el ensayo.

Con el propósito de comprender las características finales de las probetas a ensayar, así como de otros aspectos del estudio, se describirán las restricciones presentes.

3.2.1 Resumen descriptivo

Para poder asociar cada restricción a una característica final, se enlistan las principales características del muro base en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1: Características generales del muro base.

Característica	ud.	valor
Escala (λ)		1:10
Alto total (h_w)	[m]	2.15
Espesor (e_w)	[cm]	4
Largo (l_w)	[cm]	15
Masa (m_{total})	[ton]	1
Frecuencia primer modo (f_1) ^a	[Hz]	1.27
Frecuencia segundo modo (f_2) ^a	[Hz]	8.23

^a: Considerando un 30% de EI

3.2.2 Equipamiento disponible

Una de las restricciones más fuertes e inamovibles es la de la mesa vibradora a utilizar. Corresponde a la mesa vibradora unidireccional con actuador oleo-hidráulico del Laboratorio Experimental de Estructuras (LEE) del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Este equipo fue materializado bajo la tutela del profesor Mauricio Sarrazín por dos de sus memoristas: Leiva, J. (2007) y Barrientos, J. (2008).

La respuesta real de la mesa obtenida por Barrientos fija los valores máximos de funcionamiento en una aceleración máxima de 1 [g], una velocidad máxima (controlada por la velocidad de flujo de la válvula) de 40 [cm/s], desplazamiento máximo de 20 [cm] y una frecuencia máxima de 15 [Hz]. El valor de la frecuencia, al momento de efectuar esta investigación se considera de 10 [Hz] como parámetro conservador del personal del laboratorio. Adicionalmente, la carga máxima vertical para la que está diseñada es de 3 [ton]. Las limitaciones dimensionales se presentan en el esquema de la Figura 3-4.

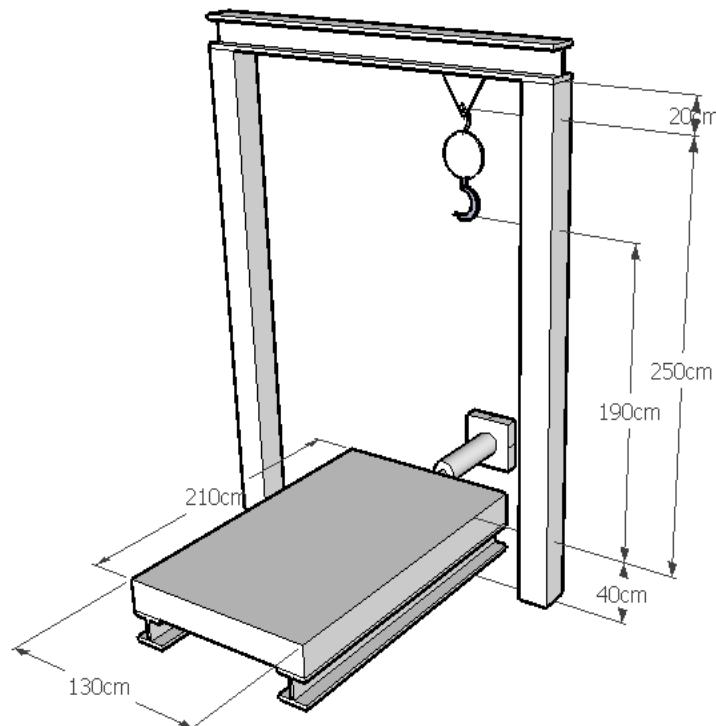


Figura 3-4: Esquema de dimensiones de la mesa vibradora.

La principal limitación es la frecuencia nominal máxima de 15 [Hz] que alcanza la mesa. Esta condición significa que el segundo modo del muro debe estar por debajo de dicho valor para ser excitado, y así producir amplificación dinámica. Esta restricción, junto con el resto de las cotas impuestas en el espectro de respuesta de la mesa, también limitan el registro a ser utilizado, teniendo que tener especial cuidado de no traspasar el voltaje máximo a aplicar a la bomba, proporcional al desplazamiento máximo.

Las limitaciones geométricas imponen una altura y peso máximo al muro, así como a cualquier montaje adicional a instalar.

3.2.3 Dimensiones del muro y los materiales, escalamiento

Tal cómo se señaló en la sección anterior, la altura total del muro está limitada por recinto donde será hormigonado, almacenado y ensayado, considerando el traslado entre estos sectores. A esta limitación en la altura, hay que agregar las restricciones para las otras dos dimensiones: espesor y largo.

Se define el espesor según la práctica común de diseño de muros. Este dato es recogido de la investigación realizada por Estay (2008) y lo fija entre 15-40 [cm], inclusive llegando a los 50 [cm]. El valor más utilizado es de 20 [cm] con casi un 60% de uso. Considerando la escala utilizada de 1:10, y las limitaciones constructivas, se representaría un muro de 40 [cm] por medio de un modelo de 4 [cm] de espesor.

La limitante en cuanto al largo es entregada por el código ACI318-14 que en el capítulo 2 define muro como: "Elemento vertical diseñado para resistir carga axial, carga lateral o ambas, con una relación de su longitud horizontal a su espesor mayor de tres". Dicha limitación implica tener un largo de al menos 12 [cm] en el modelo a escala.

El escalamiento requirió utilizar dimensiones de los materiales a utilizar que proporcionase el mercado, como hormigón auto-compactante con áridos pequeños y barras de acero de diámetros reducidos. Adicionalmente la ley de escalamiento utilizada, que se verá con más detalle en la sección 3.3 requiere de un escalamiento en el tiempo de la forzante aplicada a la mesa vibradora, que tal como se señaló antes, tiene una frecuencia máxima a reproducir.

3.3 TEORÍA DE ESCALAS

Carvalho, E. (1998) realiza un estudio para el ensayo sísmico de estructuras, enfatizando en los detalles que requiere el escalamiento del prototipo. Señala que, para obtener un modelo de un muro de hormigón armado, se requiere una buena simulación de: geometría; tensión - deformación de los materiales; masa y fuerzas gravitacionales; y condiciones iniciales y de borde. Para poder incorporar estos parámetros en un ensayo dinámico transiente, se deben respetar las leyes de similitud de Cauchy y Froude, que son:

$$\text{parámetro de Cauchy} = \frac{\rho \cdot v^2}{E}$$
$$\text{parámetro de Froude} = \frac{v^2}{L \cdot g}$$

Donde ρ es la densidad, v la velocidad, E el módulo de elasticidad, L el largo y g la aceleración de gravedad.

Cabe señalar que la ley de similitud de Cauchy es adecuada para el fenómeno en que las fuerzas restitutivas son derivadas de las relaciones constitutivas de tensión-deformación. Interessantemente éste valor es exactamente la razón entre las fuerzas de inercia y las fuerzas elásticas restitutivas.

Por otro lado, la ley de similitud propuesta por Froude es adecuada para fenómenos en que las fuerzas gravitacionales son importantes, como en el movimiento pendular o la resistencia al momento de columnas HA que dependen de la carga axial aplicada. Este parámetro es la razón entre las fuerzas de inercia y las gravitacionales.

De estas dos relaciones se obtienen los factores de escalamiento presentados en la Tabla 3-2, que para el caso en estudio se debe considerar $\lambda = 10$. Estas relaciones se pueden obtener de la ecuación de dinámica de estructuras, dicha deducción se presenta en el Anexo B. Notar que la aceleración, elasticidad, tensión y deformación tienen un factor de escala de 1, es decir, no requieren escalamiento. En tanto, el tiempo tiene una escala de $\lambda^{1/2}$, esto es ~ 3.16 para el caso en estudio. Además, es fácil ver que el factor de amplificación dinámica del corte no tiene escala, ya que

$$(\omega_V)_P = \frac{(V_{NL})_P}{(V_L)_P} = \frac{\lambda^2(V_{NL})_P}{\lambda^2(V_L)_P} = (\omega_V)_M \quad (3-1)$$

Tabla 3-2: Factores de amplificación de las leyes de Cauchy y Froude (Carvalho, 1998).

Parámetro	Símbolo	Escala
Largo	L	$L_P/L_M = \lambda$
Módulo de Elasticidad	E	$E_P/E_M = 1$
Densidad	ρ	$\rho_P/\rho_M = \lambda^{-1}$
Area	A	λ^2
Volumen	V	λ^3
Masa	m	λ^2
Desplazamiento	d	λ
Velocidad	v	$\lambda^{1/2}$
Aceleración	a	1
Peso	w	λ^2
Fuerza	F	λ^2
Momento	M	λ^3
Tensión	σ	1
Deformación	ϵ	1
Tiempo	t	$\lambda^{1/2}$
Frecuencia	f	$\lambda^{-1/2}$

3.4 FORZANTE BASAL

Los registros a implementar deben contar con variadas características, la más importante de ellas es la de ser ricos en altas frecuencias, para poder observar el fenómeno de amplificación del corte, lo que se materializa en el hecho de tener un espectro de aceleraciones con suficiente energía para periodos bajos. No menos importante es el hecho de ser reproducible en el equipo a utilizar, lo que implica consideraciones en el desplazamiento, velocidad y aceleración máximas, y contenido de frecuencias, sin dejar de lado el proceso de escalamiento en el tiempo y la

amplificación de la aceleración (de ser necesaria). Además, no es suficiente que sea reproducible, sino que debe ser repetible, para que los datos entre los distintos ensayos sean comparables.

La forzante principal a utilizar se basa en el registro obtenido en Constitución, componente longitudinal, para el terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile. Esto ya que tiene un importante contenido de altas frecuencias. Según lo documentado (Saragoni & Ruiz, 2012), tiene una aceleración basal máxima (PGA) de 0.54 [g], y de los eventos reportados en el documento, es el que tiene la mayor Intensidad de Arias (I_a) siendo de 2.02 [g·s], y de mayor Potencial destructivo horizontal (P_{dh}) con 110.0 [cm·s] medidos. Este registro es escalado en el tiempo, para cumplir con las disposiciones de la ley de escalas utilizada. Esto da como resultado el pseudo-espectro de aceleraciones de la Figura 3-5a (Constitución 2010), en donde se aprecia un vértice afilado en los 0.12 [s]. Por cambios de rigidez que presenta la estructura a medida que se efectúan los ensayos (ver sección 2.3.4), y por la incertidumbre en cuanto a la repetitividad de la forzante en la mesa vibradora, este vértice debe ser suavizado. Luego, un registro sintético basado en la señal descrita es materializado para controlar este comportamiento Figura 3-5a (Input Mesa C100). se grafican el Sd y aceleración TH de ambos registros en la Figura 3-5b y Figura 3-6a respectivamente.

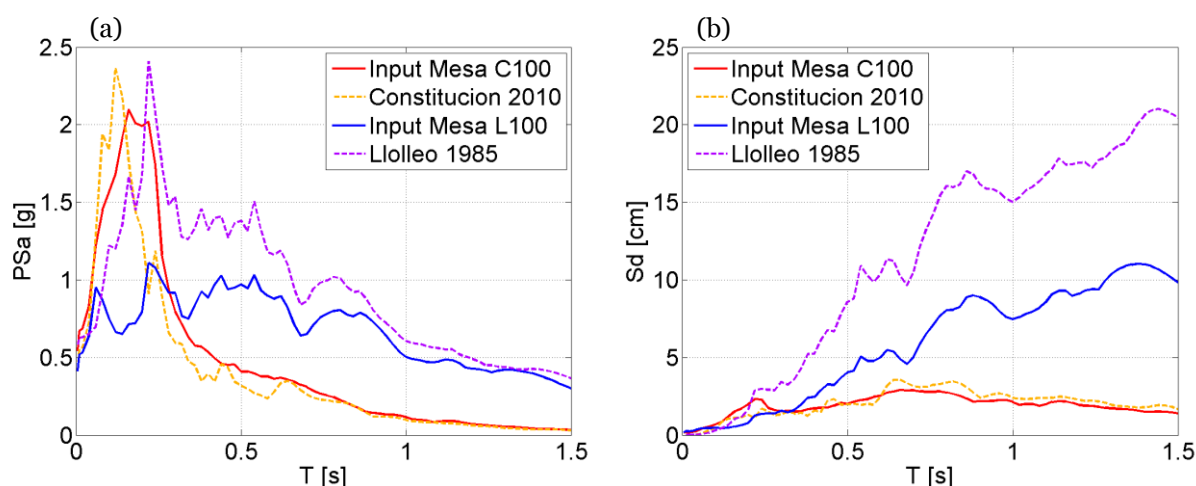


Figura 3-5: PSa (a) y Sd (b) de registro sintético C100, Constitución 2010 escalado en tiempo, input L100 y Lollole 1985 sin escalar.

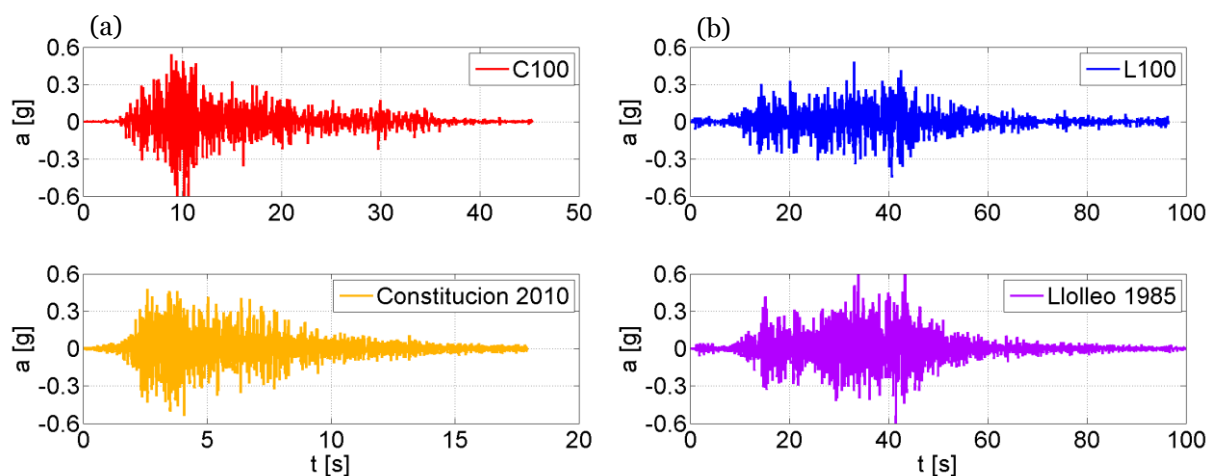


Figura 3-6: Aceleración TH : (a) registro C100 y Constitución 2010 escalado en tiempo, y (b) input L100 y Lollole 1985 sin escala.

Un segundo registro a considerar es el registrado en Lollole, sin escala temporal, del terremoto del 3 de marzo de 1985. El PGA calculado es de 0.63 [g], y la I_a de 1.53

[g·s] (ver consideraciones de cálculo en 5.1.4). Éste es atenuado por la mesa vibradora disponible, lo que significa utilizar una forzante L100 calibrada. Los valores de PSa se grafican en la Figura 3-5a, y los del Sd en la Figura 3-5b, finalmente las aceleraciones TH de ambos se presentan en la Figura 3-6b.

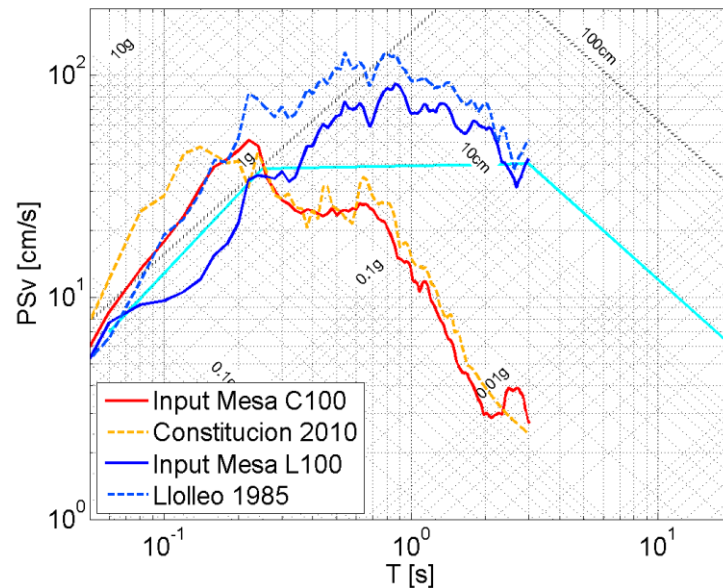


Figura 3-7: Espectro tri-partito para Lollole 1985 y sintético de Constitución 2010.

A modo de resumir las propiedades de las señales a utilizar, y compararlas con la respuesta nominal de la mesa unidireccional a utilizar, se muestra el gráfico tripartito de espectros en la Figura 3-7. En primera instancia, los registros no serían del todo reproducibles.

A la vez ambas señales son amplificadas (o reducidas) en aceleración. De esta manera, el protocolo de ensayo contempla las siguientes etapas (los nombres abreviados se expresan en paréntesis): Forzante sintética, basada en Constitución 2010 escalada en el tiempo de ~3.16, al 10% (C010), 100% (C100), 130% (C130), 150% (C150) y 200% (C200) de la aceleración original; y registro de Lollole 1985 sin escala temporal reproducible por la mesa al 100% (L100) y 150% (L150) de la aceleración original. Todos son aplicados con una tasa de muestreo de 200 [Hz]. Las forzantes a utilizar con sus respectivas características se enlistan en la Tabla 3-3. El procedimiento para calcular la Intensidad de Arias (I_a) se detalla en 5.1.4.

Tabla 3-3: Características de las señales a utilizar

Forzante	Registro Base	Escala Temporal	Escala Aceleración	PGA [g]	I_a [g·s]
C010	Constitución 2010 ¹	0.316	10%	0.06	0.008
C100	Constitución 2010 ¹	0.316	100%	0.65	0.77
C130	Constitución 2010 ¹	0.316	130%	0.85	1.30
C150	Constitución 2010 ¹	0.316	150%	0.98	1.73
C200	Constitución 2010 ¹	0.316	200%	1.31	3.08
L100	Lollole 1985 ²	1	100%	0.63	1.53
L150	Lollole 1985 ²	1	150%	0.94	3.44

¹: Registro base para generar la forzante sintética C010, C100, C130, C150 y C200.

²: Registro base para generar la forzante modificada para reproducir en la mesa vibradora.

3.5 PARAMETRIZACIÓN DE PROPUESTAS DE MUROS

La primera consideración establecida es la de utilizar un muro esbelto en voladizo como prototipo a ensayar. En base a esa disposición, se procede a realizar un análisis paramétrico lineal según el modelo flexural descrito en el Anexo A, de una columna con masas concentradas y $E_c = 4700\sqrt{f'c}$ [MPa]. Se estudia cada parámetro que afecta las frecuencias de vibrar de la estructura, para asegurarse de obtener una frecuencia del segundo modo menor a 10 [Hz] de modo de ser excitada por la mesa, dejando el resto de los parámetros constantes. Los parámetros base son los indicados en la Tabla 3-1. Adicionalmente, como se discute en la sección 2.4, se considera una reducción de $0.30EI_g$ en toda la altura.

Los modos de vibrar, en el modelo lineal considerado, dependen exclusivamente de las características del hormigón, la configuración del mismo y las cargas aplicadas a la estructura, dejando de lado la contribución del acero. Sin embargo, se tiene una incertidumbre en cuanto a las propiedades finales de este material. En la Figura 3-8a se tiene una variación de f_2 de ± 2 [Hz], sin superar los 10 [Hz] aún con $f'c = 40$ [MPa]. Sin embargo, la fisuración de la inercia bruta, expresada en EI/EI_g tiene un alto impacto en los periodos del muro (ver Figura 3-8b). De hecho, considerar la inercia bruta significa un f_2 de 15.6 [Hz], que estaría sobrepasando la capacidad en frecuencia de la mesa, requiriendo que la razón EI/EI_g sea menor a 0.4, según el estudio.

Las características de la configuración del muro a variar son: número de pisos (n pisos), masa total montada (m_{total}), alto total (h_w), largo (l_w) y espesor (e_w). La variación de las frecuencias de vibrar en función de estos parámetros se presenta en las Figura 3-8c, d, e, f y g respectivamente.

La variación del número de pisos, que hace referencia a la cantidad de masas concentradas a disponer en la altura, es el único parámetro de los presentados en que la razón entre f_2 y f_1 varía, disminuyendo a medida que se distribuye la masa en más niveles. En tanto, al variar cualquiera de los otros parámetros, este valor queda fijo en 6.39 [Hz/Hz]. Se observa que, al considerar más de 5 niveles, dicha razón decrece asintóticamente hacia 6.27 [Hz/Hz] lo que sólo significa una diferencia del 2%. De este hecho se concluye que considerar 5 u 8 niveles no presenta mayores diferencias en cuanto a las frecuencias de vibrar del sistema. En tanto el aumento de masa produce una disminución en la frecuencia. se considera que 1 [ton] es suficiente para las características requeridas.

Los parámetros geométricos del muro inciden directamente en la rigidez del sistema. Dicho sea de paso, la altura tiene un factor cúbico (o cuadrático en las coordenadas de rotación) en la matriz de rigidez; mientras que el largo y espesor influyen con un factor cúbico y lineal, respectivamente, en la inercia de la sección. La mayor limitante para el alto total son el espacio utilizado y el traslado. El largo, como se discutió en 3.2.3, requiere ser de al menos 12 [cm], optando por un largo de 15 [cm]. El ancho no afecta radicalmente las frecuencias de vibrar, pero si tiene un gran impacto en la resistencia al momento y al corte, en el procedimiento constructivo y la repuesta fuera del plano (incluso pandeo crítico de Euler) que requieren que sea de al menos 4 [cm].

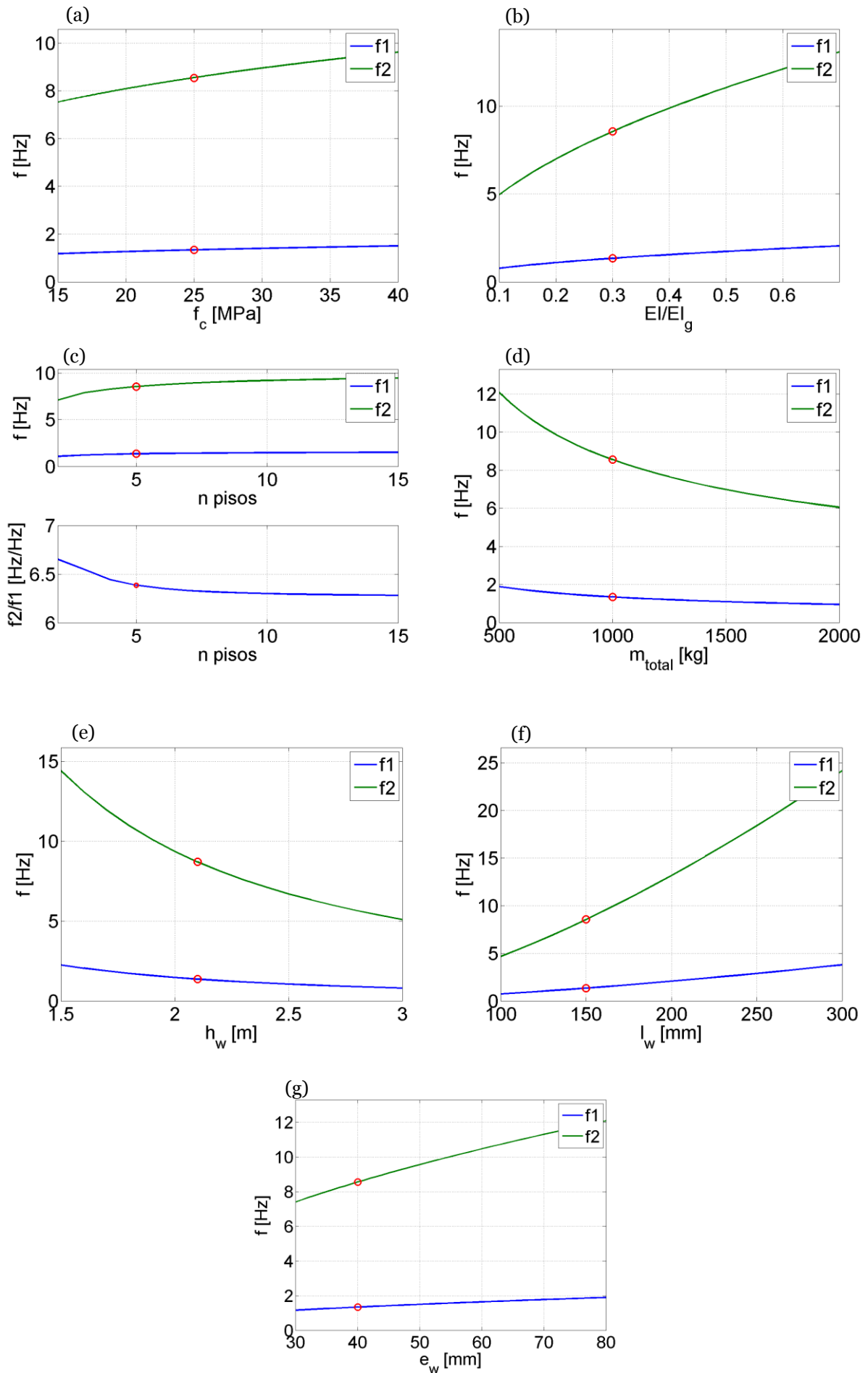


Figura 3-8: Frecuencias de vibrar del muro en función de f_c : (a), EI efectivo (b), n pisos (c), m_{total} (d), h_w (e), l_w (f) y e_w (g).

3.6 CARACTERÍSTICAS FINALES DE LOS MUROS

3.6.1 Características nominales de los materiales

El hormigón tiene una resistencia a compresión de la probeta cilíndrica (f_c) de 25 [MPa]. El acero de refuerzo para las barras longitudinales es un A440-280H, con una fluencia (f_y) de 280 [MPa]. Mientras que el utilizado para los estribos de borde y la armadura horizontal de corte es un acero AT56-50H estirado en frío, de f_y 490 [MPa]. Las fichas técnicas de los materiales se detallan en el Anexo C.

3.6.2 Descripción de probetas: Generalidades

Las características generales de los muros ya se han presentado en la Tabla 3-1. Tienen una altura de 2.15 [m], un largo de 15 [cm] y un espesor de 4 [cm]. Luego la esbeltez del muro h_w/l_w es de 14, correspondiendo a un muro esbelto, y la relación de aspecto de la sección transversal l_w/e_w es de 3.75. La masa total del muro, sin la fundación es de 1017 [kg], compuestos de 32 [kg] de masa propia de hormigón y 985 [kg] de masa adicionada mediante 50 placas de acero de igual masa (19.7 [kg] aprox.). La masa se distribuye en 5 niveles en que se montan 10 de las placas señaladas. La masa total logra una carga axial en la base de $0.07 A_g f_c$.

En la Figura 3-9 se presentan las geometrías de los cinco muros desde una vista frontal y los cortes de secciones características. Todos tienen 5 niveles distanciados a 425 [mm], salvo el último nivel a 405 [mm] (por motivos de montaje). En el esquema se aprecian las perforaciones (espaciadas horizontalmente a 10 [cm]) para las barras de las que se cuelgan las placas de acero, que en sí representan la disposición de cada nivel. Además, las fundaciones para todos los muros son de 45 [cm] de largo, 30 [cm] de ancho y 20 [cm] de alto, con 10 perforaciones verticales para anclar la fundación a la mesa vibradora.

El Muro 1 (M1) o base es liso en toda su altura, sin discontinuidades y con armadura de confinamiento y de corte. El Muro 2 (M2) representa un muro bandera, que en que los primeros 10 [cm] tienen un largo de 15 [cm] a semejanza del muro base, pero en el resto de la altura un largo de 18 [cm], es decir un aumento del 20% en el largo. El Muro 3 (M3) es casi idéntico al M1, salvo que tiene una pequeña abertura central en la base, de 1.5 [cm] de largo y 10 [cm] de alto, correspondiente al 10% del largo. Mientras el Muro 4 (M4), a semejanza del M3, cuenta con una abertura mayor, del 30% del largo, por tanto, de 4.5 [cm] de largo y 10 [cm] de alto. Finalmente, el muro 5 (M5) es idéntico al muro base salvo que no dispone de armadura de corte ni de confinamiento. Los valores utilizados para las discontinuidades se basan en el trabajo de Ahumada, M. (2014) en que se estudia que el efecto de discontinuidades de esas dimensiones afecta el comportamiento del muro.

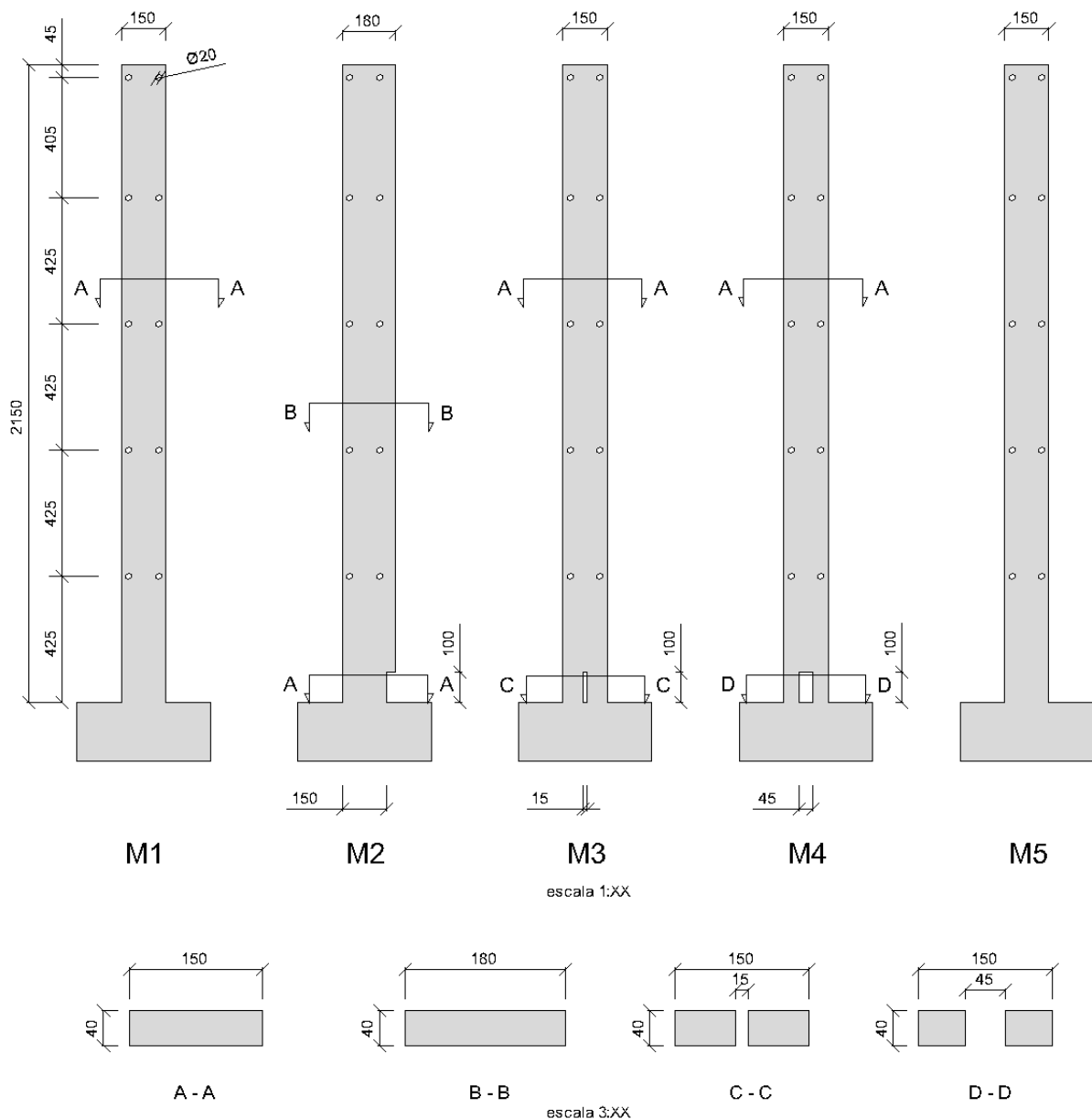


Figura 3-9: Elevación y Cortes de Sección de las Probetas (dimensiones [mm]).

3.6.3 Descripción de probetas: Refuerzo

El refuerzo a disponer en las probetas se compone de: barras longitudinales, armadura de corte, y armadura de borde o confinamiento. La vista general de las armaduras en elevación y cortes se esquematiza en la Figura 3-10.

En los muros M1, M2, M3 y M4 se elevan 4 armaduras longitudinales, $\varnothing 6$ [mm] A440-280H, por cada cabezal de muro, es decir 8 barras en total. Sin embargo, sólo son necesarias la mitad de éstas para cumplir los requisitos estructurales, las restantes sólo son parte del armado de los estribos para confinamiento, por lo que el muro M5 sólo cuenta sólo con las 4 barras de los extremos. De este modo, las dos barras ubicadas en cada extremo del muro trabajan longitudinalmente, al estar adheridas y con un dobléz de 90° que se extiende por 15 [cm] en la base. Mientras que las dos barras al interior de cada cabezal se encuentran desadheridas. Por tanto, la cuantía de armadura de borde (ρ_b) es de 4.7%, considerando el largo de cabezal como un 20% del total. En tanto que la razón entre la armadura vertical total en el área del muro es de 1.9%, pero sin armadura vertical distribuida en el alma. En el

caso particular de M2, en que se produce un ensanchamiento a los 10 [cm] de altura, las barras longitudinales que comienzan en la base, se desarrollan 24 [cm] tras el ensanchamiento, mientras que a la altura del mismo se anclan con un gancho a 90° y de 15 [cm] de largo las nuevas barras longitudinales del borde.

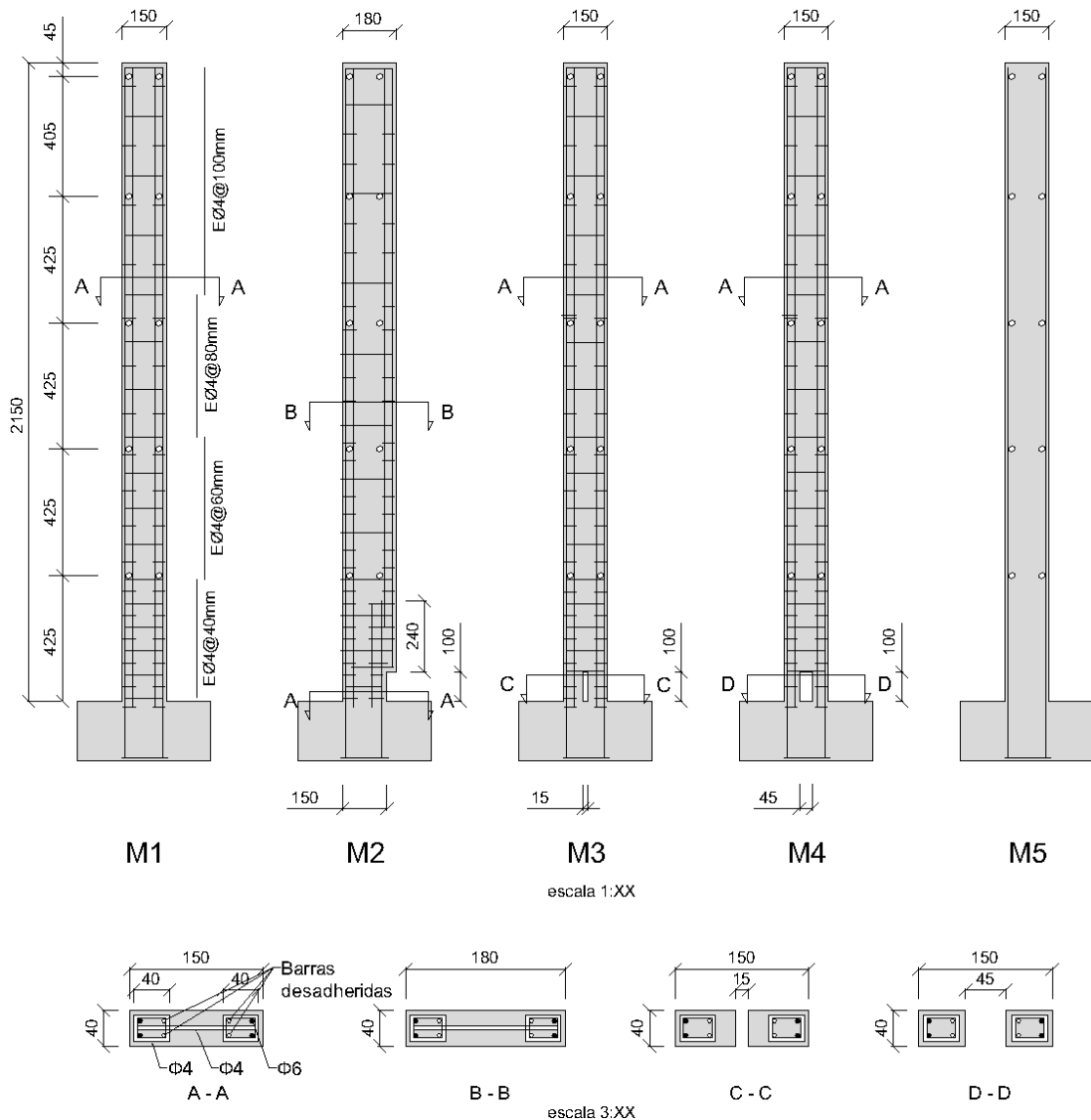


Figura 3-10: Elevación y Cortes de Sección de refuerzo de las Probetas (dimensiones [mm]).

La armadura de corte es estándar para los muros M1, M2, M3 y M4, y se materializa por medio de una capa de armadura horizontal de barras $\text{Ø}4$ [mm] AT56-50H espaciadas a 80 [mm] ($\sim d/2$) los primeros 400 [mm] para ir aumentando este espaciamiento paulatinamente (ver Figura 3-10). en cada extremo tiene un gancho de 50 [mm] ($>12 d_{bh}$), véase Figura 3-11. La cuantía de armadura horizontal (ρ_h) es de 0.39%. en los muros M3 y M4 que cuentan con una abertura en la base, la primera barra que trabaja al corte se ubica justo por encima de esta abertura.

El confinamiento es idéntico para los muros M1, M2, M3 y M4, y se logra mediante estribos cerrados con un doblés de 135° (45° respecto de la barra adyacente) de 40 [mm] de largo por 30 [mm] de ancho como se observa en la Figura 3-11. Al igual que la armadura de corte, se confeccionan con barras $\text{Ø}4$ [mm] AT56-50H. Se encuentran espaciados en la base a 40 [mm] ($\sim 6d_{bl}$) para ir aumentando este espaciamiento paulatinamente en la altura (ver Figura 3-10). La cuantía de estribos de confinamiento (ρ_c) es de 4.2%.

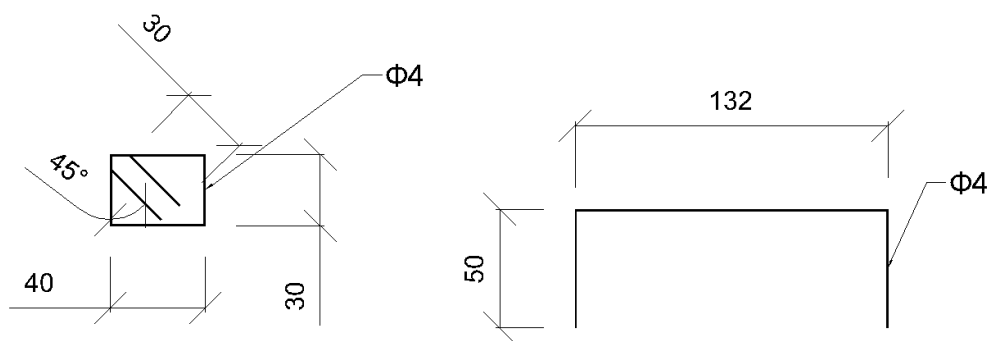


Figura 3-11: Detalle de Estribos de Confinamiento y Armadura de Corte (dimensiones exteriores [mm]).

3.6.4 Resumen de propiedades descriptivas

Todos los muros comparten las características dimensionales enlistadas en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4: Descripción dimensional de los Muros

Característica	ud.	valor
Escala (λ)		1:10
Alto total ^a (h_w)	[m]	2.15
Alto 5° nivel	[cm]	40.5
Alto niveles restantes	[cm]	42.5
Espesor (e_w)	[cm]	4
Largo ^b (l_w)	[cm]	15
Masa (m_{total})	[kg]	1017

^a: No incluye el alto de la fundación. 2.45 [m] de ser incluido.

^b: En M2, el largo a partir de los 10 [cm] es de 18 [cm].

También se enlistan las razones adimensionales que describen a los muros en la Tabla 3-5. A la vez se comparan con los valores referenciales recopilados por Estay, C. (2008) para los muros diseñados en Chile.

Tabla 3-5: Razones adimensionales descriptivas para los Muros.

Parámetro	Valor en Probetas	Valores Referenciales
$P_u/f'_c \cdot A_g$	0.07	0.10 ^a
ρ_b	4.70%	5% ^a
ρ_v	1.90%	0.6% ^a
ρ_h	0.39% ^b	0.25% ^a
ρ_c	1.6% ^b	0.8%

^a: Estay, C. (2008)

^b: No aplica para M5

Finalmente se resumen las características distintivas de la configuración de cada muro en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6: Configuraciones Distintivas de cada Muro.

Parámetro	M1	M2	M3	M4	M5
Discontinuidad en la base	-	Reducción del largo (20% l_w)	Abertura central pequeña (10% l_w)	Abertura central grande (30% l_w)	-
Alto discontinuidad [cm]	-	10	10	10	-
Largo en la base [cm]	15	15	15	15	15
Largo en la altura [cm]	15	18	15	15	15
Largo abertura central [cm]	-	-	1.5	4.5	-

3.6.5 Características Estructurales de los muros

Previo a desplegar las características resistentes y dinámicas de los muros, se presentan los valores obtenidos en el muro base para un estudio modal espectral. El análisis considera las características de la Tabla 3-1 y la inercia bruta, usando la definición del ACI318-08 para E_c , aplicado al modelo expuesto en el Anexo A. La forzante es la del espectro obtenido del registro C100 descrito en 3.4. Esto deriva en una demanda de momento basal de diseño (M_u) de 6.60 [kN·m] y un corte basal de diseño (V_u) de 5.03 [kN], estos valores no consideran la reducción de esfuerzos.

Para el cálculo de la resistencia basal al corte del hormigón (V_c) y la resistencia nominal al corte (V_n) se utiliza la expresión básica proporcionada por el ACI318-08, procurando considerar las aberturas correspondientes, lo que significa al tener una abertura central una forma de falla que inicie al centro en la parte superior de la abertura y se propague en 45° hacia arriba. Las capacidades descritas se despliegan en la Tabla 3-7 y muestran un $V_n = 15.5$ [kN] para M1 y M2, 8.4 [kN]. para M3 y M4, y 4.7 [kN] para M5.

Tabla 3-7: Capacidad al Corte de las Probetas.

	M1	M2	M3	M4	M5
V_c [kN]	4.7	4.7	2.1	2.1	4.7
V_n [kN]	15.5	15.5	8.4	8.4	4.7

Para el cálculo de la resistencia basal nominal al momento (M_n) se utiliza el procedimiento descrito en ACI318-08 utilizando un bloque rectangular de compresión. También se considera la carga axial aplicada de 1 [ton] (10 [kN] aprox.). El bloque de compresión menor a 52.5 [mm], por tanto, M_n es igual para todos los muros, aún los con abertura. El diagrama de interacción se grafica en la Figura 3-12a y señala que $M_n = 2.67$ [kN].

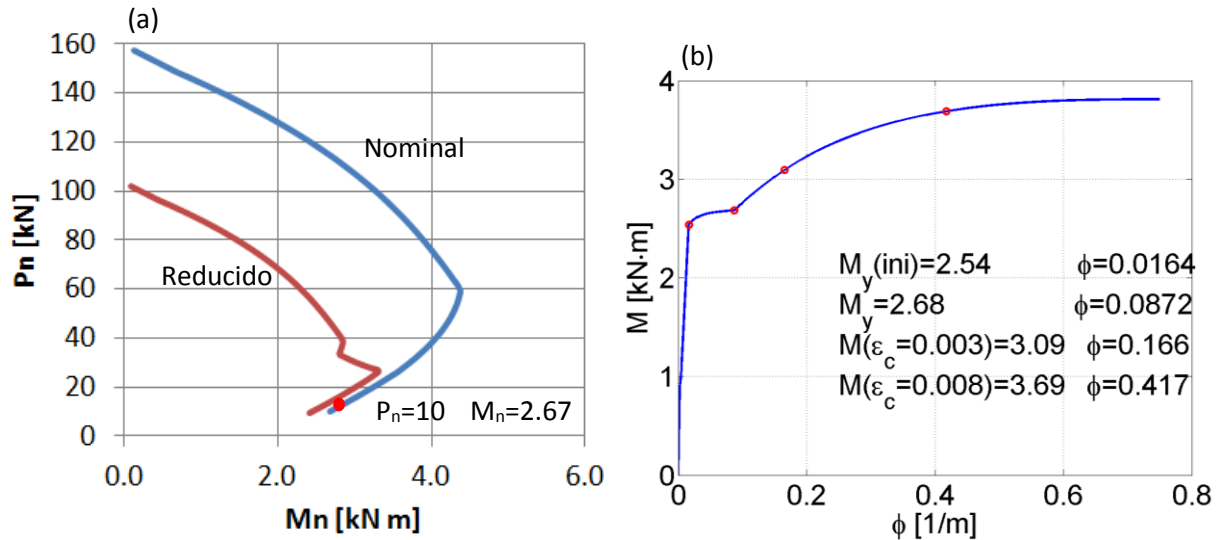


Figura 3-12: Diagrama de Interacción y Momento-Curvatura Nominal

Para caracterizar el comportamiento no-lineal de la estructura, se procede a calcular el diagrama de momento-curvatura, por medio de un modelo de fibra. Se modela el hormigón con el modelo propuesto por Kent, D. y Park, R. (1971) para hormigón no confinado, considerando $f'_c = 25$ [MPa], $\epsilon_o = 0.002$ y $\epsilon_{ui} = 0.026$. El modelo para representar el acero de refuerzo longitudinal es el descrito por Mander, et al. (1984) en que los parámetros utilizados son $f_y = 280$ [MPa], $f_u = 440$ [MPa], $E_{sh} = 6667$ [MPa], $\epsilon_{sh} = 0.01$, $\epsilon_{su} = 0.1$ y $\epsilon_f = 0.15$. En base a estos supuestos, se obtiene la curva presentada en la Figura 3-12b. Se observa un momento de fluencia (M_y), correspondiente al inicio de la fluencia del acero, de 2.54 [kN·m] asociado a una curvatura de fluencia (ϕ_y) de 0.016 [1/m]. En tanto el momento asociado a la capacidad de la sección ($\epsilon_c = 0.003$) es de 3.09 [kN·m], un 16% más que lo predicho por el método del bloque rectangular de compresión. La curvatura para este último caso es de 0.166 [1/m], lo que significa un largo de compresión (c) es de 18 [mm], menor a 52.5 [mm], lo que significa que los valores presentados no varían por las discontinuidades consideradas.

Al diseñar con un espesor de muro tan pequeño (4 [cm]) y una carga axial importante (10 [kN]), se corre el riesgo de tener pandeo fuera del plano. Se calcula el pandeo crítico de Euler según la Fórmula (3-2),

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{E_c I}{(\alpha_{rc} \cdot h_w)^2} \quad (3-2)$$

Donde P_{cr} es la carga axial que define el pandeo crítico de Euler, E_c es la elasticidad nominal del hormigón, I es la inercia bruta para el eje débil, α_{rc} es el nivel de empotramiento ($\alpha=1$ para el estudio) y h_w es la altura del muro. Para los valores considerados, el pandeo crítico es de 40.1 [kN], cuatro veces mayor a la solicitación de 10 [kN] que es la carga axial aplicada. Cabe explicitar que el nivel de empotramiento considerado supone que la estructura este restringida al movimiento en los extremos inferior y superior, y para el estudio se logra la restricción superior mediante la estructura de soporte lateral (ver sección 3.6.6), de no contar con esta limitación del desplazamiento, no se cumpliría la carga resistente del pandeo de Euler.

A fin de considerar el estiramiento de las barras de acero en la interfaz muro-fundación, debido a la acumulación de deformación de éstas en la fundación, se calcula la rigidez rotacional de deslizamiento (K_θ) según el estudio realizado por

Elwood, K. y Eberhard, M. (2009), asignando a este parámetro un valor según la Fórmula

$$K_{\theta} = \frac{8u}{d_b f_s} \frac{M_y}{\phi_y} \quad (3-3)$$

Donde K_{θ} es la rigidez rotacional de deslizamiento, u es la tensión de adherencia ($0.5\sqrt{f'_c}$ por usarse barras lisas), d_b el diámetro de barra, f_s la tensión del acero de refuerzo del extremo empotrado, M_y el momento de la primera fluencia y ϕ_y la curvatura de la primera fluencia. De este modo, se obtiene un $K_{\theta} = 1844$ [kN·m]. El resumen de los parámetros característicos para los muros se presentan en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8: Parámetros Característicos de los Muros.

Parámetro	ud.	valor
P_u	[kN]	10
V_u^1	[kN]	5.03
M_u^1	[kN·m]	6.60
M_n	[kN·m]	2.67
M_y	[kN·m]	2.54
ϕ_y	[1/m]	0.016
P_{cr}	[kN]	40.1
K_{θ}	[kN·m]	1844

¹: Considera la inercia bruta y no contempla factor de modificación de la respuesta (R)

Para culminar con la caracterización de los muros, se procede a calcular las frecuencias de vibrar de las probetas según el procedimiento descrito en el del Anexo A. Las frecuencias obtenidas se enlistan en la Tabla 3-9. Los modelos aplicados para obtener estos resultados se precisan en el Anexo A.

Tabla 3-9: Frecuencias y Periodos de Vibrar de las Probetas Considerando la Sección Bruta y Reducida.

Probeta	1.00 Ei_g		0.30 Ei_g	
	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]
M1/M5	2.70	17.41	1.48	9.54
M2	3.34	21.82	1.83	11.95
M3	2.67	17.28	1.47	9.46
M4	2.65	17.14	1.45	9.39
	T_1 [Hz]	T_2 [Hz]	T_1 [Hz]	T_2 [Hz]
M1/M5	0.37	0.057	0.68	0.105
M2	0.30	0.046	0.55	0.084
M3	0.37	0.058	0.68	0.106
M4	0.38	0.058	0.69	0.106

3.6.6 Estructura de soporte lateral

A fin de evitar movimiento fuera del plano no deseados, se confecciona una estructura materializada en acero que tenga el menor impacto en el movimiento en el plano de las probetas, pero que restrinja los movimientos laterales y contenga el muro en caso de colapso. En la Figura 3-13 se detalla la configuración y algunas

dimensiones de la estructura en cuestión, junto con su interacción con el muro por medio de las placas metálicas adicionales. Notar que la estructura en la parte superior (vista en planta) tiene cuatro pasadores ajustables que son los que rozan con las placas metálicas instaladas, que a la vez están engrasadas, para evitar la interacción en el plano. En la vista frontal se precisa que la estructura cuenta con dos cables de acero diagonalmente para arriostrarla. Los cables se disponen uno a cada lado para limitar el desplazamiento en el plano de la estructura en ambas direcciones, además, como la estructura es suficientemente rígida fuera del plano y la masa es relativamente baja no presenta problemas de torsión.

Se proceden a realizar dos modelos en MIDAS GEN. Uno modela sólo los perfiles metálicos, y el otro incluye los cables diagonales. El primero es necesario para el cálculo de la resistencia de los perfiles y la deformación fuera del plano, mientras que el segundo sirve para corroborar las frecuencias de vibrar en el plano y deformaciones en el mismo. En la Figura 3-14 se presentan los modelos mencionados.

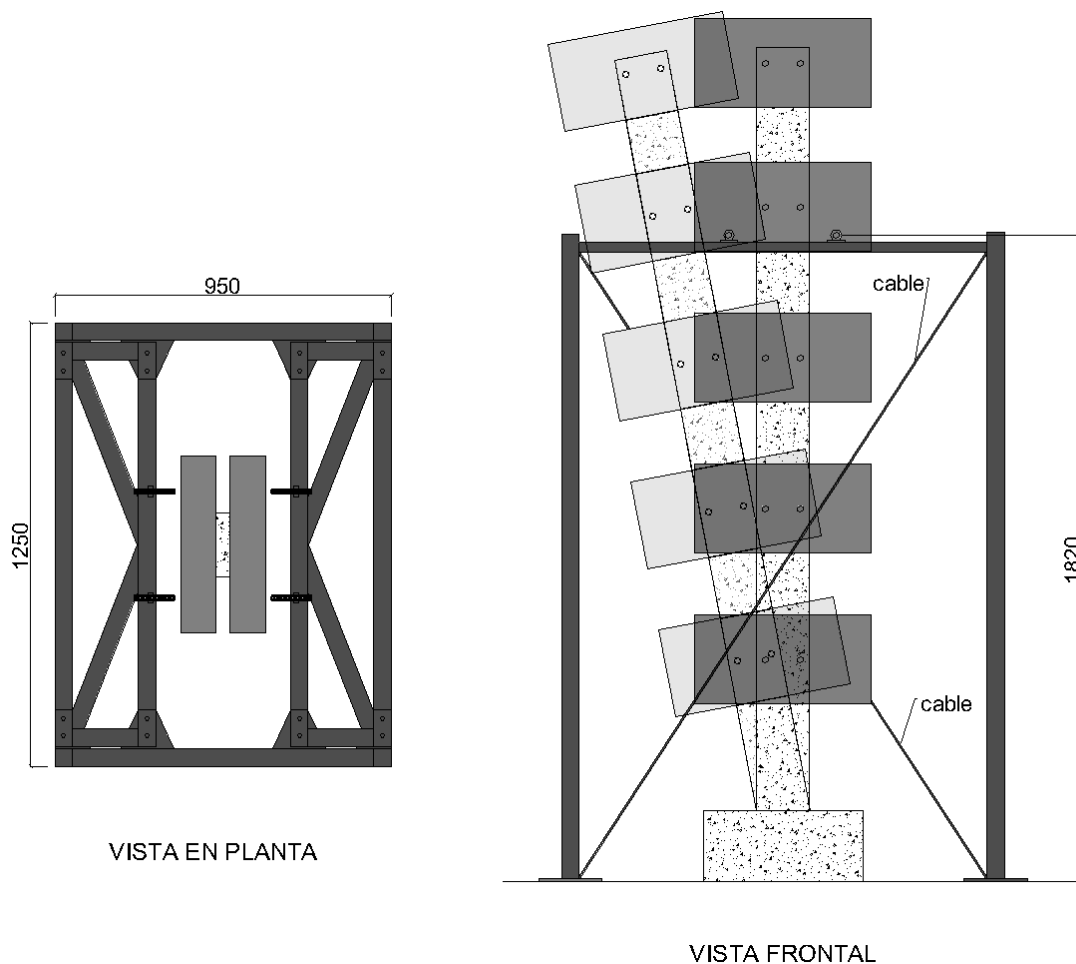


Figura 3-13: Estructura de Soporte Lateral e Interacción con el Muro (dimensiones en [mm]).

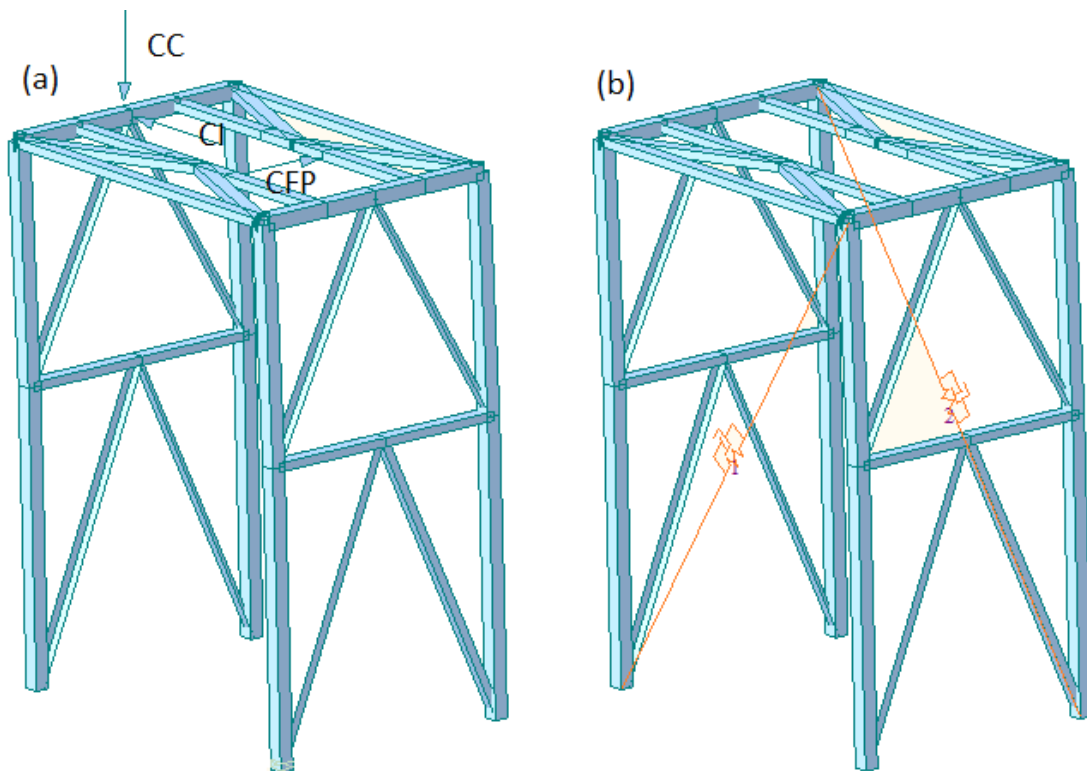


Figura 3-14: Modelo Estructura de Soporte Lateral (a) sólo perfiles y cargas, y (b) con cables trabajando a tracción.

Se aplican tres cargas: carga fuera del plano (CFP), que hace referencia al posible contacto entre el las placas y la estructura metálica durante el ensayo; carga de impacto (CI), posible de ocurrir al fallar el muro abruptamente mientras es ensayado, y carga de colapso (CC) que señala el estado último del muro tras haber colapsado y estarse apoyando casi íntegramente en la estructura de soporte. Las cargas son aplicadas en las direcciones esquematizadas en la Figura 3-14(a) y se cuantifican con los valores: 0.6 [kN], 3.2 [kN] y 6.2 [kN], para CFP, CI y CC respectivamente. Los factores de utilización según el código AISC (14th) - LRFD 10 para CI y CC son 0.93 y 0.27 respectivamente, mientras que el desplazamiento máximo para CFP es de 0.1 [mm]. La frecuencia fundamental de vibrar en el sentido longitudinal es de 6.9 [Hz], cercano al valor de vibrar del muro y del máximo del espectro de aceleraciones de C100, al incorporar los cables de acero (modelados con rigidez sólo a la tracción) se obtiene una frecuencia fundamental de 19.0 [Hz], mucho más rígida. Los valores obtenidos y presentados se consideran como aceptables para realizar el ensayo.

3.7 COMPARACIÓN DE PROTOTIPO Y PROBETAS (MODELO)

Por los materiales y limitaciones explicadas, no es posible satisfacer completamente los requisitos de escalamiento. A modo de resumen y para poder comparar y verificar el escalamiento propuesto según 3.3, se enlistan los parámetros relevantes en la Tabla 3-10. Notar que el peso específico de los materiales (γ) según la ley de escalas aplicada requiere un aumento de 10 veces en el modelo (escala 0.1), lo que eventualmente podría compensarse con agregado de alta densidad en el hormigón o mediante peso externo. Ya que se dispone de una cantidad considerable de masa adicionada externamente, se puede asignar parte de ese peso a la densidad del prototipo. De hecho, la probeta, según la densidad escalada, debiera pesar

$$0.04 [m] \times 0.15 [m] \times 2.1 [m] * 25 \left[\frac{ton}{m^3} \right] = 320 [Kg] \quad (3-4)$$

Sin embargo, sólo pesa 32 [kg], pudiéndosele asignar el resto de los 288 [Kg] del peso adicionado. De esta forma, la masa total adicionada es de 0.7 [ton] en el modelo y de 70 [ton] en el prototipo, que distribuido en los 8 niveles es 8.75 [ton] por piso. Considerando una losa de 15 [cm] y las consideraciones típicas de cargas habitacionales o comerciales (0.62 [ton/m²] para peso propio + 25% de 0.2 [ton/m²] sobrecarga = 0.67 [ton/m²]), se tiene un área tributaria de 13.1 [m²]. Sin hacer las consideraciones de densidad, el área tributaria corresponde a 18.7 [m²].

Tabla 3-10: Comparación de Parámetros del Prototipo y la Probeta (Modelo).

Parámetro	ud.	Escala	Valor prototipo	Valor Prototipo escalado	Valor Real Probeta
h_w	[m]	10	21.6	2.16	2.15
l_w	[cm]	10	150	15	15
e_w	[cm]	10	40	4	4
m_{total}	[ton]	100	100	1	1.017
γ^1	[ton/m ³]	0.1	2.5	25	2.5
f'_c	[Mpa]	1	25	25	25
f_y	[Mpa]	1	420	420	280
ϵ_{co}	-	1	0.002	0.002	0.002
E_c	[Mpa]	1	23500	23500	23500
E_s	[Mpa]	1	200000	200000	200000
f_1^2	[Hz]	0.32	0.81	2.53	2.70
f_2^2	[Hz]	0.32	5	15.63	17.28
T_1^2	[s]	3.16	1.24	0.40	0.37
T_2^2	[s]	3.16	0.2	0.06	0.06
$P_u/f'_c \cdot A_g$	-	1	7%	7%	7%
A_{sb}^3	[mm ²]	100	6431	64	57
ρ_b	-	1	4.2%	4.2%	4.7%
ρ_{va}	-	1	0.26%	0.26%	0%
ρ_h	-	1	0.38%	0.38%	0.39%
ρ_c	-	1	0.60%	0.60%	1.60%
V_n	[kN]	100	1460	14.6	15.53
M_n	[kN·m]	1000	3381	3.38	2.67
M_y	[kN·m]	1000	3550	3.55	2.54

¹: Valor no escalado. Se compensa con la masa adicionada.
²: Considerando la sección bruta.
³: Área del refuerzo longitudinal de borde.

CAPÍTULO 4.

CONSTRUCCIÓN, MONTAJE Y ENSAYO

4.1 CONSTRUCCIÓN

4.1.1 Materiales

Los materiales utilizados en la construcción de las probetas son descritos en el Anexo C, en que se incluye su descripción nominal y el resultado de ensayos. Para el hormigón se tiene un f_c promedio de 44 [MPa] para las probetas del grupo P1, correspondiente al hormigón usado en los muros M2, M3 y M5; para el grupo P3 se tiene un valor de 39 [MPa] que corresponde al de los muros M1 y M4 (ver Tabla 4-1), los ensayos de las probetas se realizan el 10-may-2016 (168 días desde hormigonado). Para las barras longitudinales Ø6 de clasificación A440-280H se obtiene un f_y promedio de 387 [MPa] y f_u de 557 [MPa]; en tanto el refuerzo de confinamiento y de corte Ø4, de clasificación A56-50AT, se obtiene un f_y (aparente) de 454 [MPa] y un f_u = 685 [MPa]; los resultados del acero se muestran en las Tablas Tabla 4-2 y Tabla 4-3 respectivamente.

Tabla 4-1: Valor de f_c para los Cilindros Ensayados.

Muros relacionados	Cilindro	f_c [Mpa]
M2, M3 y M5	P1a	46.3
	P1b	45.7
	P1c	40.1
	promedio	44.0
M1 y M4	P3a ¹	32.3
	P3b	39.4
	P3c ²	33.2
	promedio ³	39.4

¹: Falla por descascaramiento superior.
²: Valor no corresponde a f_c , probeta no llega a falla.
³: Sólo se considera P3b.

Tabla 4-2: Propiedades de barras ensayadas Ø6 A440-280H.

Barra	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ϵ_y	ϵ_{sh}	ϵ_u
b1	394	561	0.0018	0.0042	0.19
b2	378	549	0.0020	0.0047	0.24
b3	390	560	0.0018	0.0040	0.17
promedio	387	557	0.0019	0.0043	0.20

Tabla 4-3: Propiedades de barras ensayadas Ø4 AT56-50H.

Barra	f_y [Mpa]	f_u [Mpa]	ϵ_y	ϵ_u
b1	481	687	0.0024	0.074
b2	474	707	0.0024	0.069
b3	495	702	0.0025	0.099
b4	485	657	0.0024	0.071
b5	498	672	0.0025	0.100
promedio	487	685	0.0024	0.083

Las barras longitudinales Ø6 lisas, de calidad nominal A440-280H son ensayadas en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile a tracción. Para el ensayo se implementa un extensómetro que da mayor precisión a la lectura de deformaciones, presente en todos los ensayos salvo el último tramo de la barra1. A continuación, en la Figura 4-1, se presentan los valores calibrados de tensión-deformación.

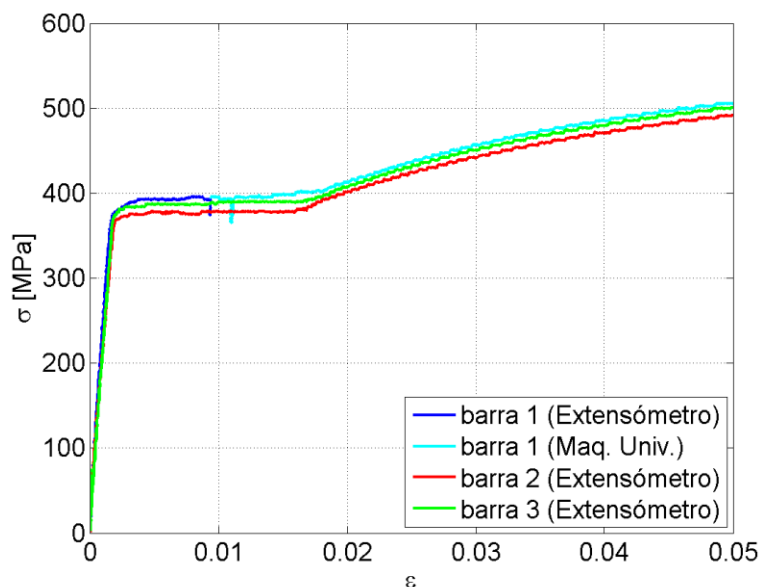


Figura 4-1: Ensayos a tracción de 3 barras Ø6 lisas de acero A440-280H (MU: deformación según medida de máquina universal).

4.1.2 Acero de refuerzo

Tal como se explicita 3.6.3, en los muros se dispone del acero longitudinal en los cabezales de los muros, la armadura horizontal de corte y los estribos de confinamiento de borde. Además, la fundación tiene su propia armadura Ø10 con acero nominal A630-420H. Una vista general de la armadura del M2 se muestra en la Figura 4-2

Las barras longitudinales, 8 en total (salvo M5 que tiene sólo 4), se disponen en dos grupos de 4 en cada cabezal de muro, amarradas con los estribos de confinamiento. En cada uno de los cabezales de muro, las dos que están en el borde exterior se encuentran adheridas al concreto, mientras que las otras dos están desadheridas, logrando este deslizamiento por medio de una cubierta de grasa que a la vez es cubierta por un film plástico. La efectividad de este método se cuantifica en el Anexo C.6, en que se concluye un nulo aporte de estas barras a la compresión del hormigón. A fin de procurar la adherencia, las barras longitudinales son dobladas con un gancho a 90° de 15 [cm] ($25 \cdot d_{bl}$), amarradas por debajo de la armadura de la fundación (ver Figura 4-3) que a la vez tiene una altura de 20 [cm] ($>30 \cdot d_{bl}$). En tanto, las barras desadheridas sólo llegan hasta el cuarto superior de la fundación, terminando en punta. Para el caso del M2, las barras longitudinales que nacen en la fundación y están aledañas a la discontinuidad, se desarrollan dentro del muro en 30 [cm] ($50 \cdot d_{bl}$). En el caso de M5, al no contar con armadura de borde ni de corte, se utilizan pequeños perfiles de madera para montar las barras verticales, esta configuración se presenta en la Figura 4-4.

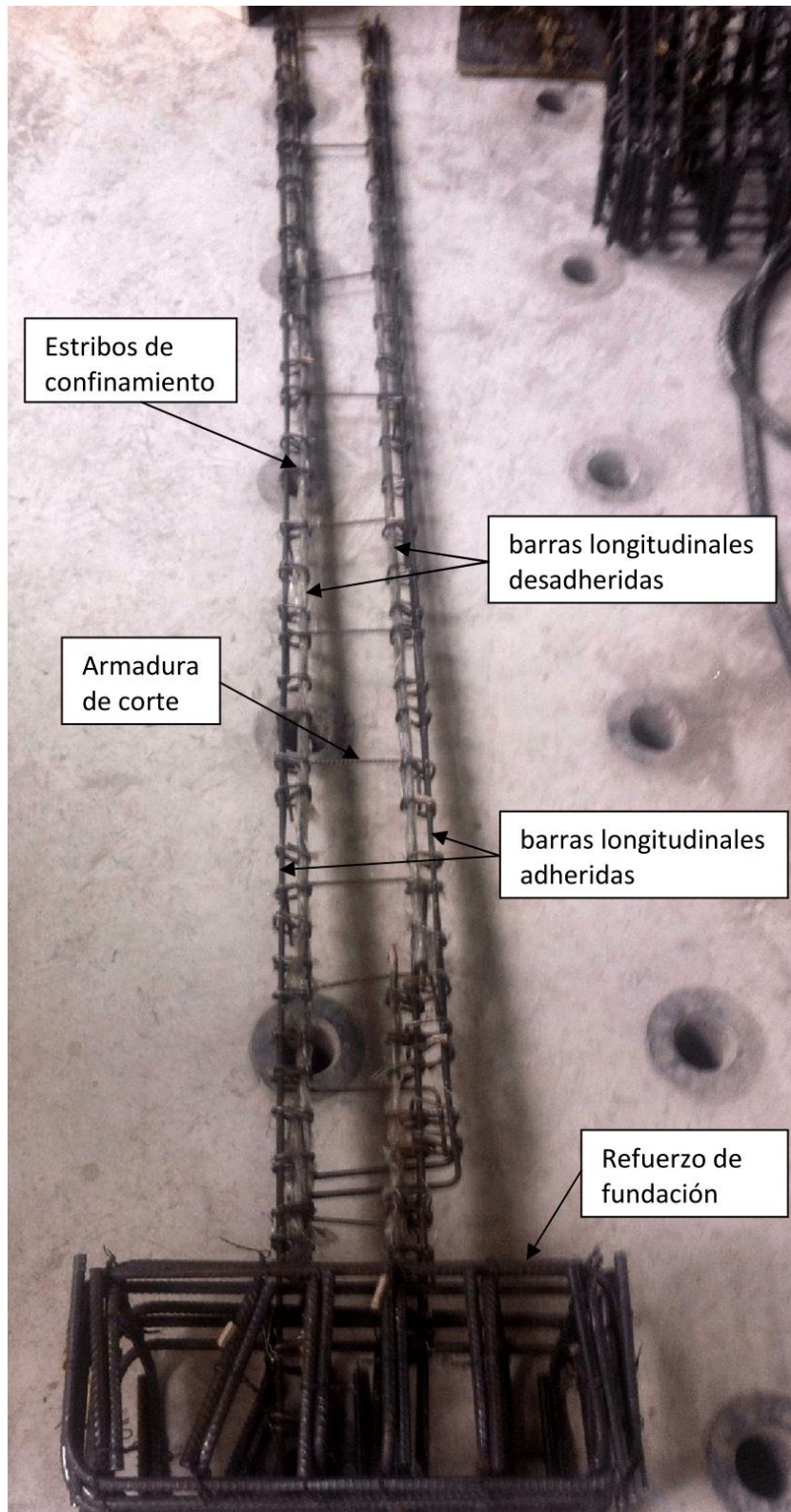


Figura 4-2: Armado de Refuerzo en M2.

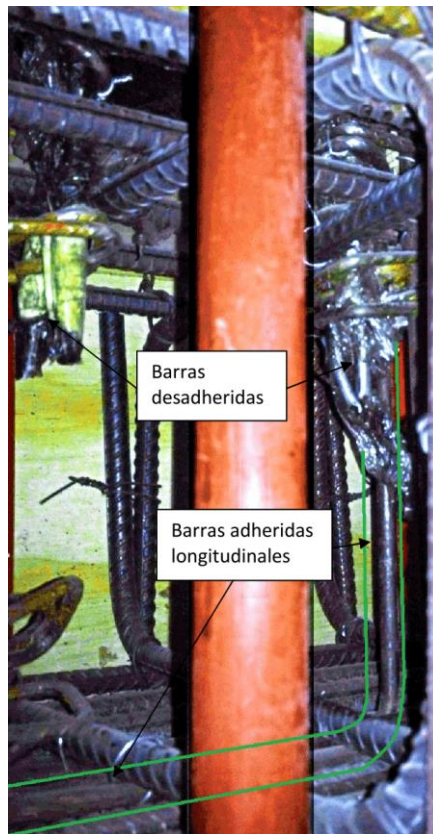


Figura 4-3: Instalación de Armadura Longitudinal en la Fundación.

Los estribos de confinamiento son cerrados, con un doblé en 135° de al menos 3 [cm] ($>7 \cdot d_{bc}$). Medidos desde el borde exterior, son de 40 [mm] de largo y 30 [mm] de ancho. Los dobleces son realizados en frío. Se presenta una muestra en la Figura 4-5. La armadura de corte tiene las características mencionadas en el diseño, el gancho a 90° es de al menos 5 [cm] ($>12 \cdot d_{bh}$) y se emplaza al interior del área confinada. Sobre las perforaciones centrales (M3 y M4) se ubica una barra horizontal de las descritas, al igual que por arriba de las perforaciones del nivel superior.



Figura 4-4: Disposición de Armadura Longitudinal en M5.



Figura 4-5: Estribo para el Confinamiento de Borde.

En el Anexo F.1 se muestran las fotografías de la armadura de cada probeta previo a hormigonado.

4.1.3 Hormigón

El hormigonado es efectuado el 23-Nov-2015 en el Laboratorio de Hormigones del Instituto de Investigación y Ensaye de Materiales (IDIEM). Se efectúa en dos partidas, la primera para los muros M2, M3 y M5, mientras que la segunda para los muros M1 y M4. El hormigón, como es descrito en el Anexo C.1, corresponde a un hormigón predosificado en seco PRESEC® C-15 con un tamaño máximo nominal del árido de 2.5 [mm], necesario por las dimensiones del molde a fundir. Además, es agregado un superplastificante SIKA®: Viscocrete® 5100cl, por la dificultad que presenta el vibrado en tamaños tan reducidos. En la primera partida se agregan 6 sacos (45 [kg] cada uno) de hormigón predosificado, 38 [lt] de agua y 400 [ml] de aditivo; la segunda se compone de 5 sacos de hormigón predosificado, 31.6 [lt] de agua y 333 [ml] de aditivo. La razón agua/cemento es de 0.26 y el aditivo es incorporado en una razón de 0.78% del peso, estos valores se mantienen para ambas partidas. El hormigonado se efectuó de forma horizontal (ver Figura 4-6) y requirió un mínimo vibrado que fue proporcionado externamente mediante impactos al moldaje. Tras el hormigonado las probetas son dispuestas en un recinto cerrado con un mínimo de curado.



Figura 4-6: Hormigonado de M5

4.2 MONTAJE

El montaje, ensaye y desmontaje de las probetas se realiza mediante un cronograma de ensayos para asegurar una homogeneidad en la puesta en marcha de los mismos. A su vez, en la Tabla 3-3 se precisa la secuencia de forzantes a aplicar en el ensayo. En la Figura 4-7 se muestra el muro M1 previo a ser ensayado. Se muestra el montaje final, previo a ensayo, de cada probeta en el Anexo F.2. Los cables de acero para arriostamiento mostrados en la figura, y detallados en 3.6.6, son incorporados a partir de los ensayos realizados en marzo 2016, por tanto, los ensayos M5C010, M5C100, M5C130 y M5C150 no lo incorporan.

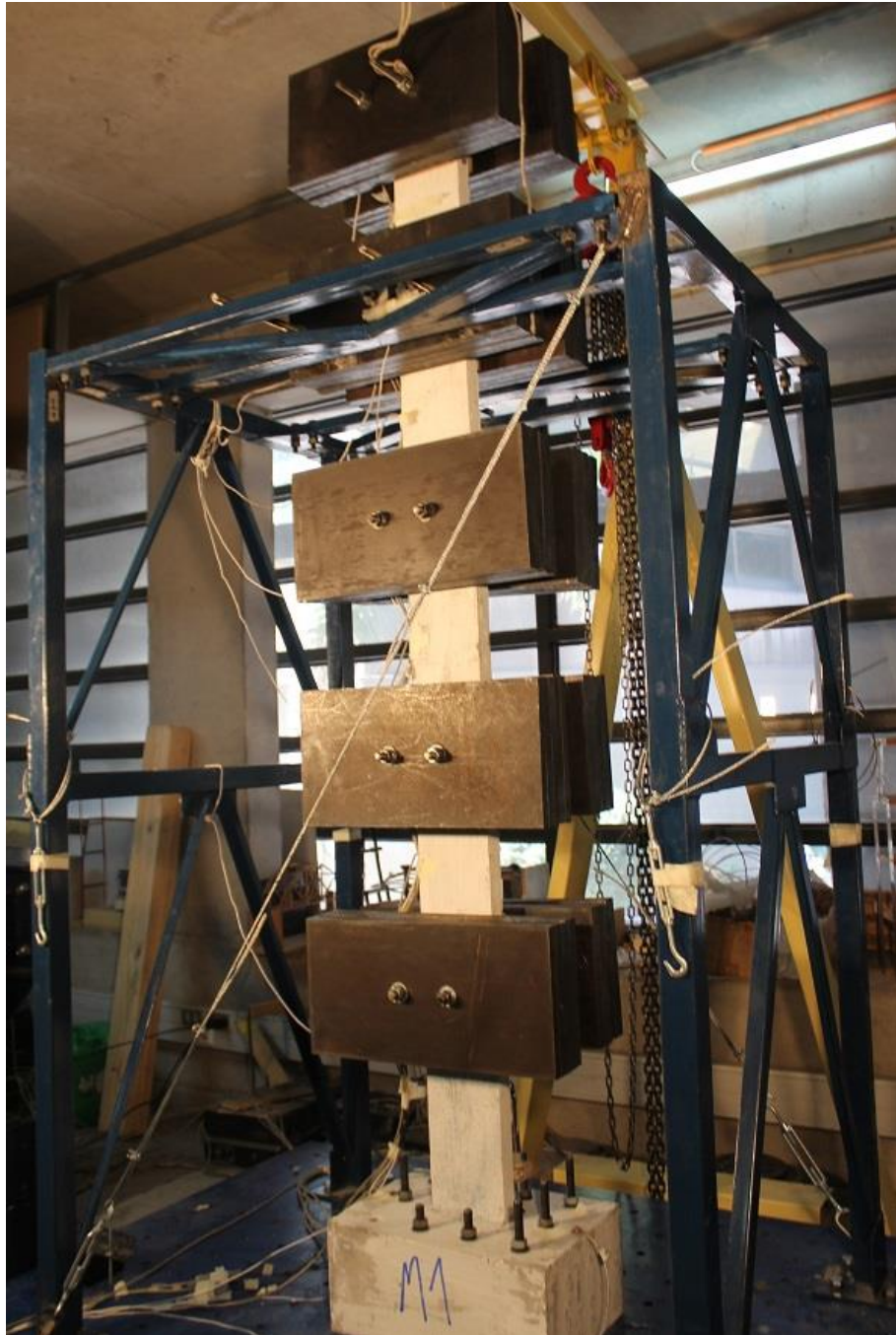


Figura 4-7: Fotografía de M1 Previo al Ensayo.

4.3 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación se compone de 6 acelerómetros EPISensor, uno en cada nivel incluida la base, con los que se calculan las fuerzas inerciales y desplazamientos; 4 acelerómetros capacitivos KISTLER, tres de los cuales miden el posible desajuste que tendría la fundación, mientras que el restante el movimiento fuera del plano en el 2° nivel; y dos transformadores diferenciales lineales variables (LVDT) ubicados verticalmente en cada extremo de la base del muro para medir las deformaciones en el borde de éste.

En la Figura 4-8 se esquematiza la distribución de los sensores. Los acelerómetros EPISensor se numeran desde la base al nivel 5°. Los acelerómetros KISTLER son: instalado en la parte norte de la fundación con sentido vertical (FN), instalado en la parte sur de la fundación con sentido vertical (FS), instalado en la fundación con sentido longitudinal (FL), e instalado en el 4° nivel con sentido fuera del plano (FP). Son dispuestos en el plano longitudinal que describe el centro del muro (salvo FP, que se adosa a las placas metálicas). Los LVDT se instalan en la cara posterior en cada uno de los extremos de la base: Norte (LN) y Sur (LS), con el largo inicial de desplazamiento (L_0) que se indica en la tabla.

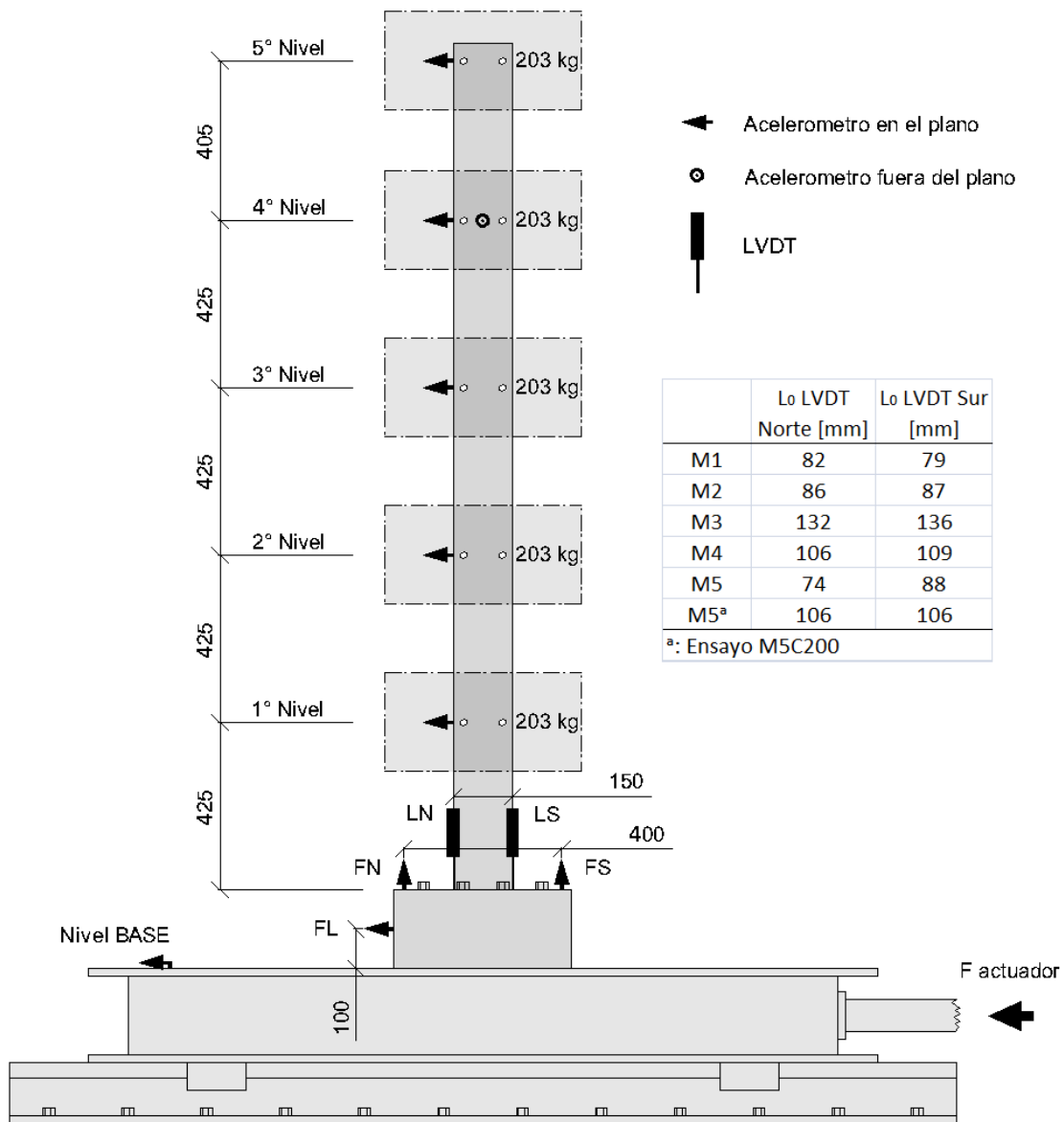


Figura 4-8: Esquema General de la Instrumentación.

4.4 ENSAYOS Y MODOS DE FALLA

4.4.1 Generalidades

Los ensayos fueron realizados entre los días 12-ene-2016 al 15-abr-2016 en la mesa vibradora del Laboratorio de Dinámica de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. La secuencia de forzantes aplicadas a los muros se detalla en la Tabla 3-3, que sólo fue completada para los muros M1, M3 y M4, mientras que para M2 sólo se procedió hasta el registro L100 por el riesgo que presenta el cabeceo del nivel superior, y M5 se vio interrumpido mientras se aplicaba C200 por ruptura del mismo. En la Tabla 4-4 se indican las fechas de ensayo para cada probeta, junto con los días transcurridos desde el hormigonado y el último registro que se aplicó a cada una.

Tabla 4-4: Fechas de Ensayo y Último Registro Aplicado a Cada Muro.

Probeta	Fecha Ensayo	Días desde Hormigonado	Ultimo Registro Aplicado
M1	23-mar-2016	120 d	L150
M2	01-abr-2016	129 d	L100
M3	09-mar-2016	106 d	L150
M4	08-abr-2016	136 d	L150
M5 ^a	15-abr-2016	143 d	C200

^a: Se realizan ensayos previos los días 12-ene (49 d) y 20-ene (57 d).

En lo que resta de esta sección (4.4) se presentan fotografías y descripciones del estado de la base de las probetas, que es donde se concentra el daño, previo a ser ensayadas, entre ensayos significativos, durante el ensayo en que presenta mayor daño y el estado final. Se caracteriza el daño indicándolo a un costado del mismo, usando las etiquetas: grieta local (grieta local horizontal), grieta local diag. (grieta local diagonal), grieta long. (grieta longitudinal horizontal del largo del muro), grieta long. incl. (grieta inclinada del largo del muro), grieta diag. (grieta diagonal del largo del muro) y desc. (descascaramiento). Las grietas, al ser acumulativas, sólo se nombran la primera vez que son visibles.

4.4.2 Comportamiento probeta M1

El daño en la probeta M1 se concentra en la interfaz muro - fundación. Adicionalmente se produce una grieta horizontal a unos 4 [cm] de la base que empieza siendo una grieta local hasta cubrir el largo total del muro (ver Figura 4-9c). Durante el ensayo, Figura 4-9b, se aprecia la gran abertura de la interfaz (~1 [mm]) en comparación con el agrietamiento a 4 [cm]. Se produce un leve descascaramiento en los extremos de la base que ya es observable desde el registro C200. En la altura se observan numerosas grietas horizontales (ver Figura 4-9d).

4.4.3 Comportamiento probeta M2

El daño principal que se produce en este muro se concentra en la parte superior de la abertura, a partir del registro C100, generando una grieta importante durante el ensayo, como se aprecia en la Figura 4-10c. En el registro C200 ya es patente una grieta diagonal en el lado Norte, además de un leve descascamiento, estos daños se acentúan en L100 (ver Figura 4-10b), además de observarse descascamiento en la parte Norte (a los 10 [cm]) y en la parte Sur a unos 7 [cm].

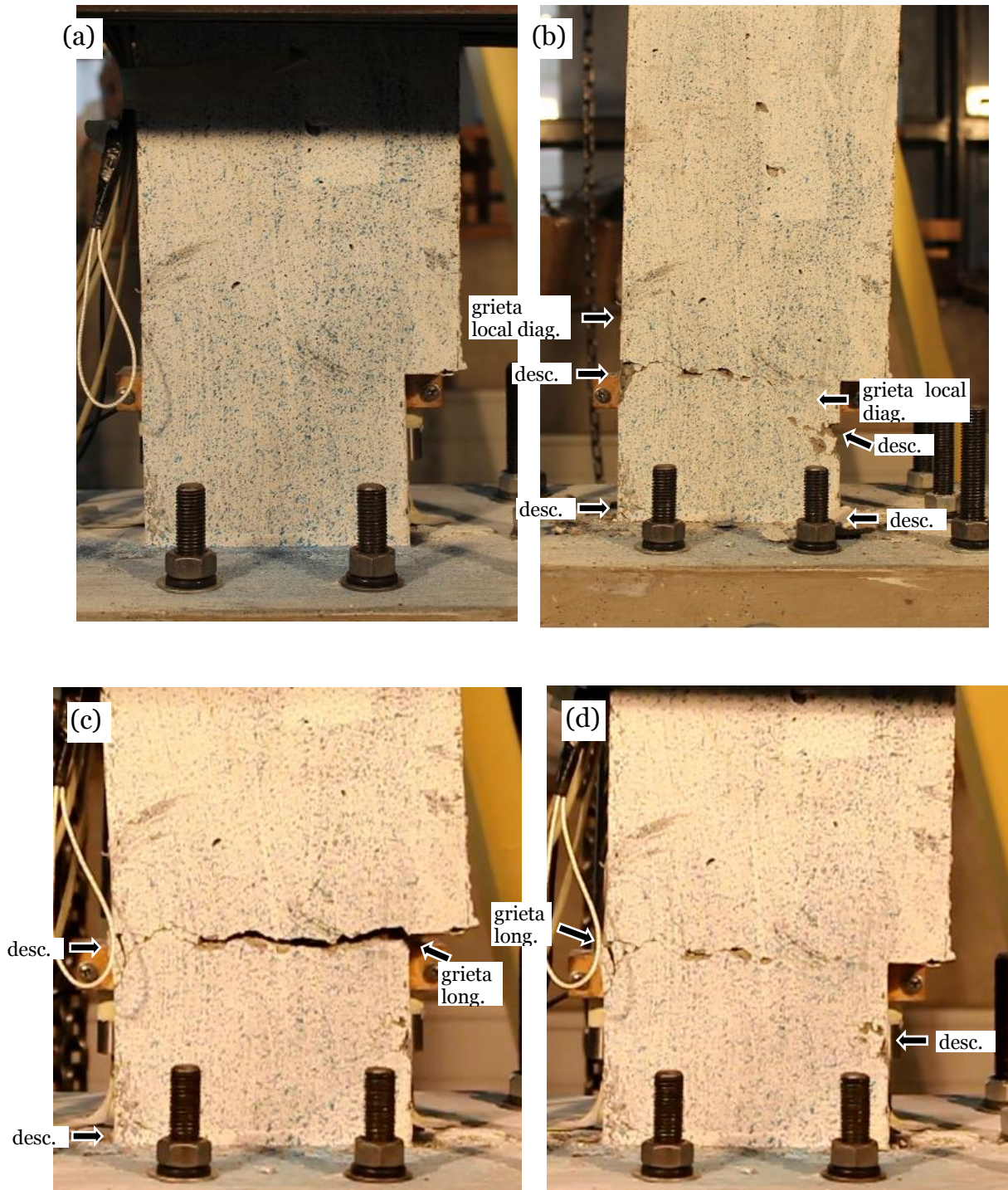
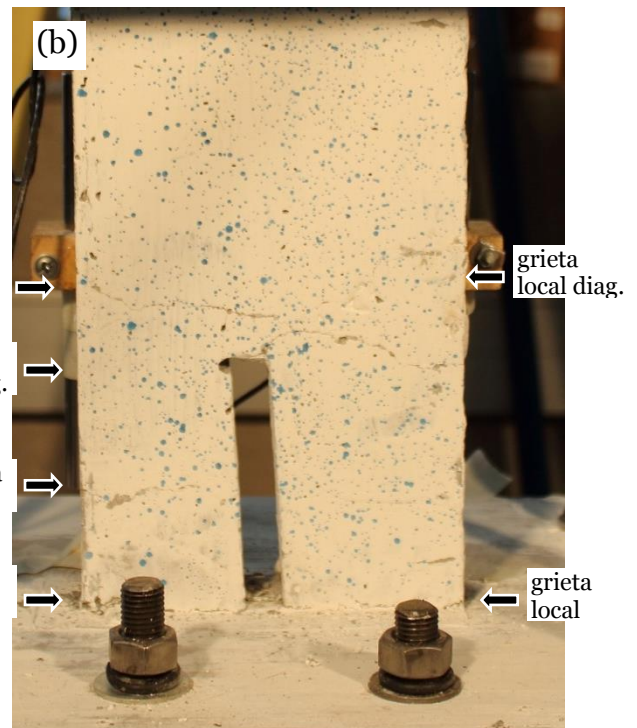
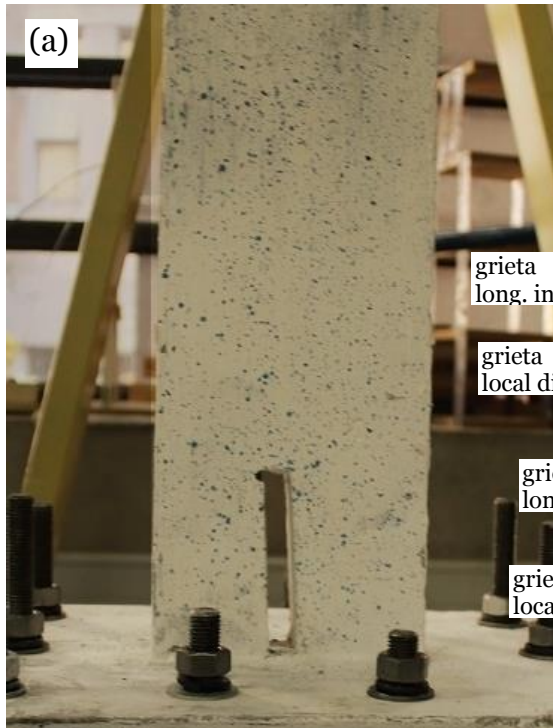


Figura 4-10 : Estado de la probeta M2: Inicial (a); luego de L100 o final (b); y durante el ensayo L100 con Δ_{techo} Norte (g) y Sur (h).

4.4.4 Comportamiento probeta M3

El muro M3 presenta un agrietamiento en la interfaz muro - fundación, que se suma a una grieta inclinada que empieza a unos 12 [cm] de la base en el lado Norte y termina a unos 10 [cm] en el lado Sur, ambas grietas observables a partir de C100 (ver Figura 4-11b, ensayo C200). A medida que se aplican los ensayos se adicionan grietas diagonales de menor envergadura a ambos extremos, y una grieta horizontal en el machón Norte (ver Figura 4-10b). Adicionalmente se produce un importante descascaramiento en L100 (ver Figura 4-10c). El colapso (ver Figura 4-10d), y las capturas durante el ensayo (ver Figura 4-10e, f) evidencian el agrietamiento inclinado en los primeros centímetros, y la abertura en la interfaz.



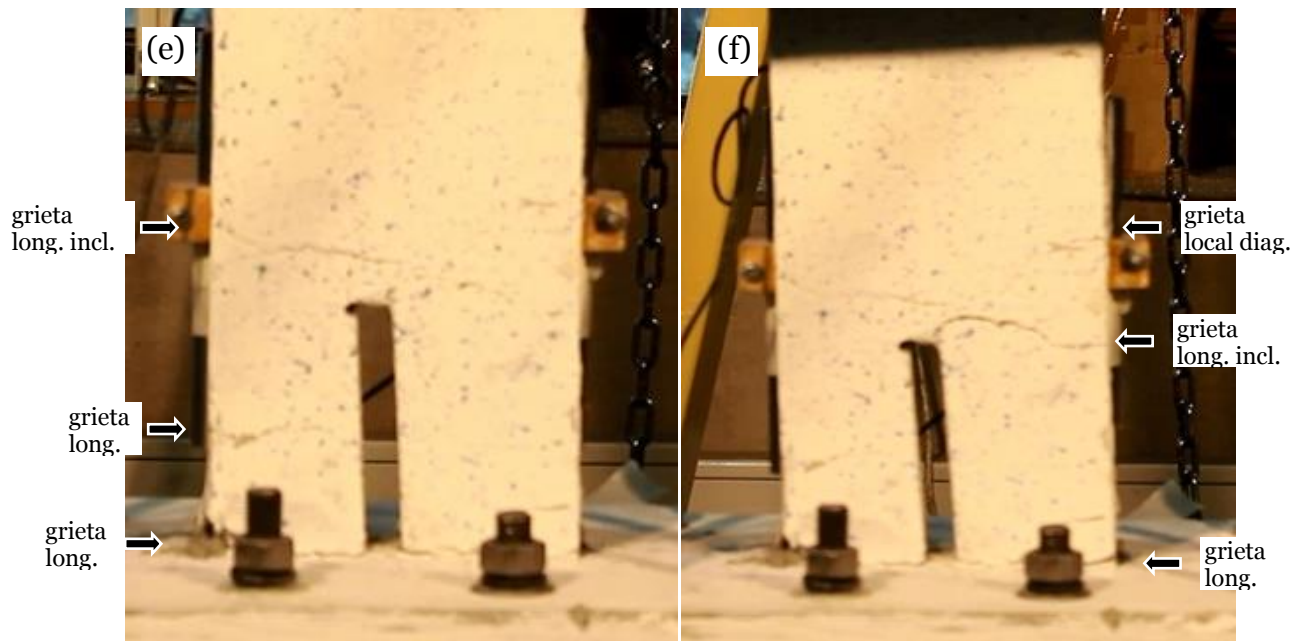
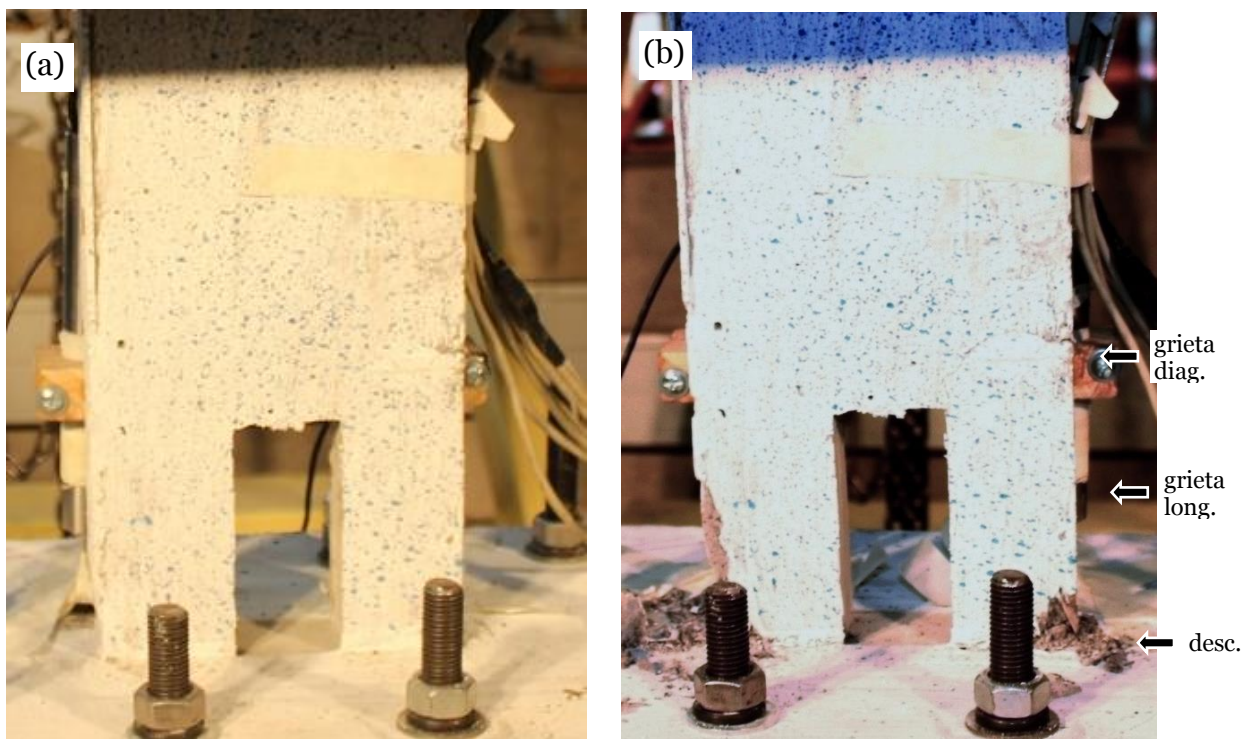


Figura 4-11: Estado de la probeta M3: Inicial (a); luego de aplicar las forzantes C200 (b) y L100 (c); final (d); y durante el ensayo L150 con Δ_{techo} Sur (h) y Norte (i).

4.4.5 Comportamiento probeta M4

El muro M4 presenta una concentración del daño en la interfaz muro - fundación. Al revisar el muro tras los ensayos, pareciera que las barras longitudinales del extremo Sur quedaron con un pequeño juego, lo que estaría asociado a esta acumulación de daño. A partir del ensayo C200 se distingue una grieta diagonal que empieza en el extremo Norte a unos 12 [cm] y llega a la mitad de la parte superior de la abertura. El descascaramiento en la base es muy pronunciado para el registro L100, además de observarse una grieta horizontal a unos 7 [cm] de la base en el machón Sur (ver Figura 4-12b). El estado final y durante el último ensayo (ver Figura 4-12c, d) confirma el gran daño de la interfaz muro - fundación, además del resto de las grietas en la base.



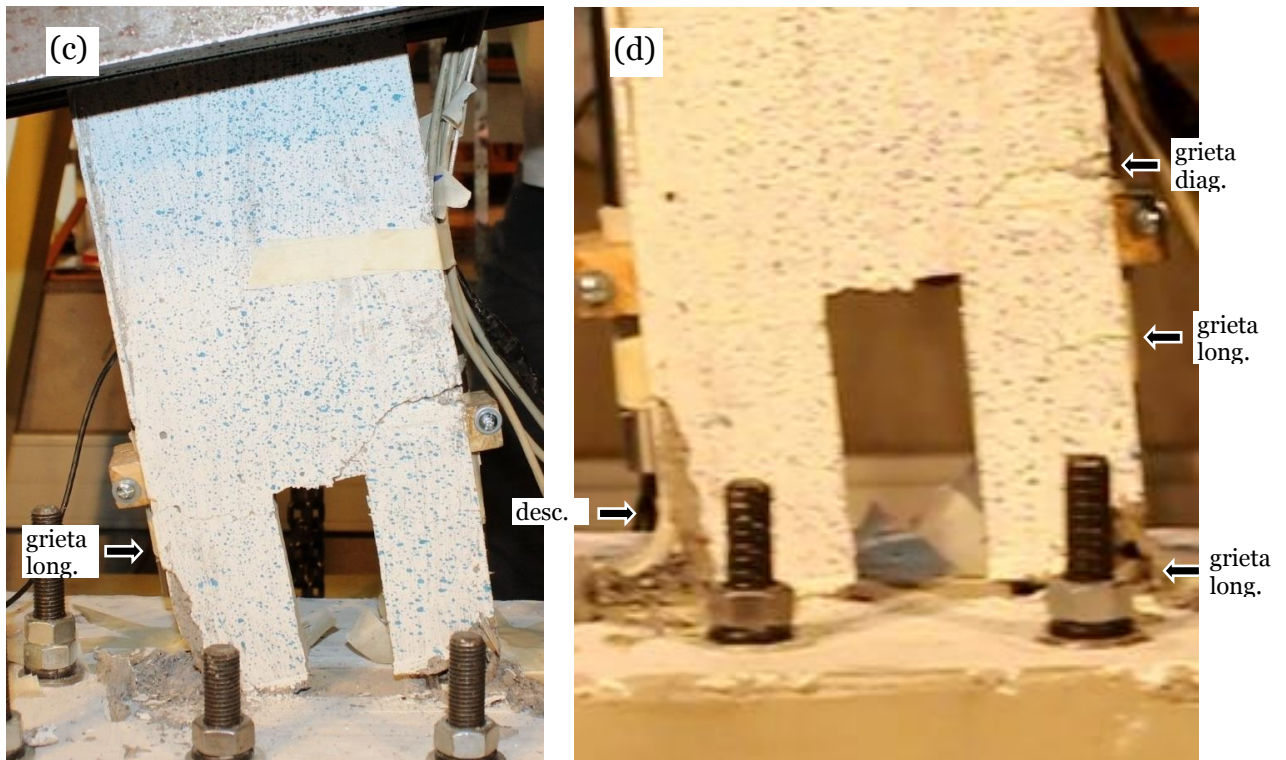
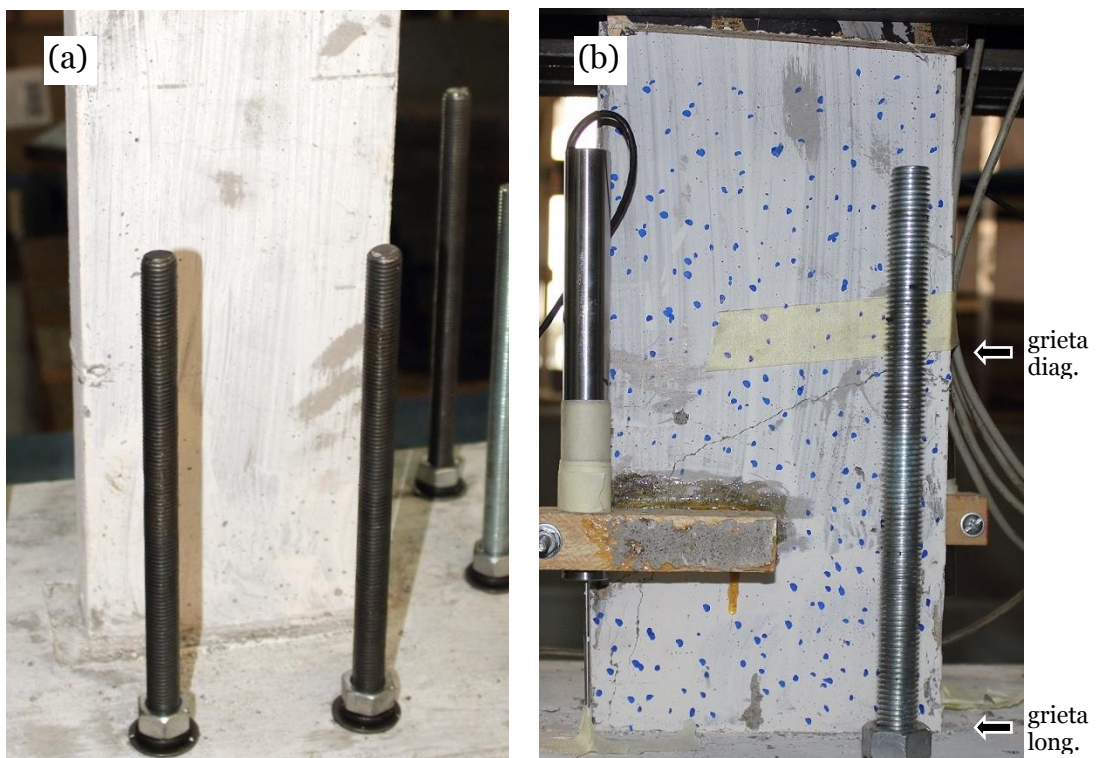


Figura 4-12: Estado de la probeta M4: Inicial (a); luego de aplicar L100 (b) y L150 o final (c); y durante el ensayo L150 (d).

4.4.6 Comportamiento probeta M5

La característica grieta de la interfaz muro - fundación vuelve a mostrarse desde el ensayo con C100. Sin embargo, este daño se ve opacado por una grieta diagonal observable desde la aplicación del registro C150 (ver Figura 4-13b) que va desde los 17 [cm] en el extremo Sur a los 7 [cm] en el extremo Norte. Tal como es patente en el estado final del muro (ver Figura 4-13c), el agrietamiento descrito es el hace fallar de forma frágil el muro para el ensayo C200.



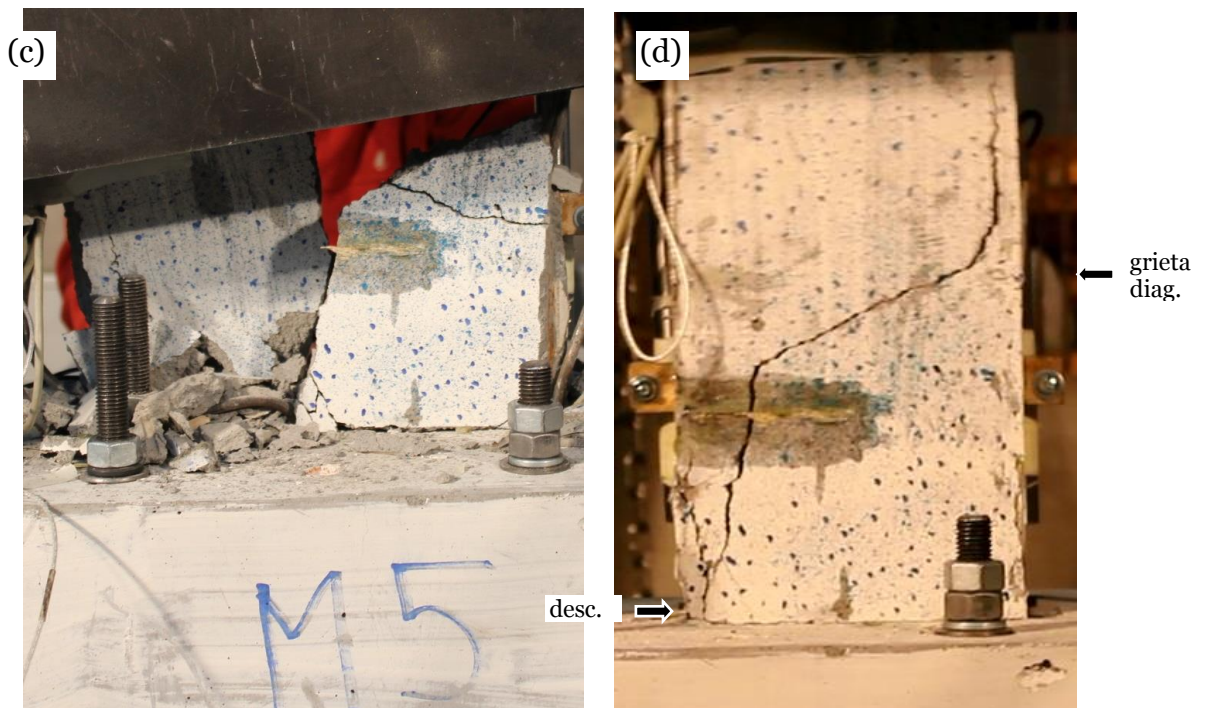


Figura 4-13: Estado de la probeta M5: Inicial (a); luego de aplicar C150 (d) y C200 o final (e); y durante el ensayo C200 (f).

4.4.7 Estado final de probetas

El daño se concentra principalmente en la base, aunque en todas las probetas se pueden apreciar grietas horizontales de pequeñas dimensiones en la altura. M3, M4 y M5 colapsaron (daño severo que hacen imposible aplicar una forzante adicional). M1 presenta grietas horizontales cada vez más cercanas al aproximarse a la base, con una grieta importante en la interfaz muro - fundación (ver Figura 4-14). El muro M2 presentó un comportamiento similar a M1, salvo que el agrietamiento principal se concentra en la parte superior de la discontinuidad (ver Figura 4-14) y se percibe escasa fisuración en la altura. Como se puede ver en la Figura 4-14, M3 y M4 colapsaron hacia la dirección norte del ensayo, con pérdida de recubrimiento de hormigón en la interfaz muro - fundación, y agrietamiento originado en la parte superior de la fundación en un ángulo de $\sim 30^\circ$. M5 presenta una gran falla frágil en 45° , el colapso se produce hacia el lado norte (vista posterior en Figura 4-14).

Tabla 4-5: Fechas de Ensayo y Modo de Falla de las Probetas.

Probeta	Ultimo Registro Aplicado	Estado Final	Forma Falla / Agrietamiento
M1	L150	Agrietado	Flexural en la base, principalmente en la interfaz fundación muro.
M2	L100	Agrietado	Flexural en la base, principalmente en la parte superior de la discontinuidad.
M3	L150	Falla	Pérdida de concreto en la base. Importante grieta en la parte superior de la discontinuidad.
M4	L150	Falla	Pérdida de concreto en la base. Importante grieta en la parte superior de la discontinuidad.
M5	C200	Falla	Falla frágil oblicua en la base.



Figura 4-14: Estado Final de las Probetas tras ser Ensayadas

CAPÍTULO 5.

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 CONSIDERACIONES DE LOS RESULTADOS

5.1.1 Consideraciones generales

De forma general para toda la instrumentación utilizada, se registran los datos con una tasa de muestreo de 200 [Hz]. Adicionalmente el registro bruto es acortado para que tenga el tamaño del registro original en que se basa, salvo en los casos en que se produce falla de la probeta en que se recorta antes, y se aplican los factores correspondientes para pasar los registros de voltaje a las unidades requeridas.

En su mayoría los resultados provienen de mediciones de aceleraciones absolutas, a las que se aplica un filtro Butterworth (definido en MATLAB®) pasa-banda de orden 4 entre 0.1 [Hz] y 20 [Hz], el filtrado se aplica dos veces. El resto de los resultados proviene de las mediciones de LVDT, que derivan en las deformaciones longitudinales (ϵ), a las que se aplica un filtro de similares características al anterior, pero sólo pasa-bajo para atenuar las frecuencias sobre los 20 [Hz]. Los acelerómetros tienen una resolución de 24-bits.

5.1.2 Desplazamiento absoluto y relativo (x_i y Δ_i)

El desplazamiento se obtiene a partir de la doble integración de la aceleración, aplicando una corrección de la línea base al integrar la aceleración y al integrar la velocidad, además de un filtro pasa-alto de 0.1 [Hz]. El registro en aceleración ya está previamente filtrado, como se explicó anteriormente, además de considerar un tiempo inicial suficiente prolongado en que la señal está en cero, por lo que la integración representaría correctamente el desplazamiento, evitando el caso en que las constantes de integración no fuesen nulas. La formulación general es

$$x_i(t) = \int_0^t \int_0^t a_i(t) dt \quad (5-1)$$

donde x_i es el desplazamiento absoluto del nivel i , y a_i la aceleración absoluta medida en el nivel i . Para obtener los desplazamientos relativos (Δ_i), se resta del desplazamiento absoluto del nivel i el basal (x_g), esto es $\Delta_i = x_i - x_g$.

5.1.3 Fuerzas Inerciales (V_b y M_b)

En base a la excelente correlación obtenida por Ghorbanirenani, et al. (2010) entre la fuerza horizontal basal obtenida por medio de la suma de las fuerzas inerciales (medidas con acelerómetros) y las medidas directamente mediante una celda de carga en el actuador de la mesa, se opta por usar la medida de fuerzas inerciales para calcular el corte y momento en la altura. De este modo

$$V_b(t) = \sum_{i=1}^{n_{pisos}} m_i \cdot a_i(t) \quad (5-2)$$

$$M_b(t) = \sum_{i=1}^{n_{pisos}} m_i \cdot h_i \cdot a_i(t) \quad (5-3)$$

donde V_b y M_b son el corte y momento basales respectivamente, en tanto que m_i , h_i y a_i son la masa, altura respecto a la base y la aceleración absoluta del nivel i .

5.1.4 Intensidad de Arias (I_a)

La Intensidad de Arias se calcula de la siguiente forma,

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a_g^2(t) dt \quad (5-4)$$

donde I_a es la Intensidad de Arias del registro, y a_g es la aceleración basal del registro del registro completo.

5.1.5 Fourier por nivel / Fourier basal

Debido a las particularidades del procedimiento para representar la curva de la transformada de Fourier de cada nivel dividida en el transformada del nivel basal, pertinente al estudio, se describe en detalle dicho procedimiento. Primeramente, se utiliza la función de la transformada rápida de Fourier (fft) definida en MATLAB®. Para el caso de la aceleración de cada nivel, la transformada de Fourier entrega la curva de la Figura 5-1 (a). Sin embargo, este valor se encuentra acoplado con la energía que aporta la forzante. A fin de rescatar la respuesta relativa del muro, se divide la respuesta en frecuencia del nivel correspondiente en la de la forzante aplicada, como se observa en la Figura 5-1(b). La respuesta señalada contiene un nivel de ruido importante, por lo que es suavizada por medio de recalculando cada punto, en el espacio de la frecuencia, por una ponderación de 0.5 del mismo, y 0.25 de las muestras adyacentes. La Figura 5-1(c) muestra el resultado de aplicar el proceso de suavizado 30 veces, donde se distinguen claramente los máximos para los primeros 3 modos de vibrar. Notar que sólo modifica los resultados gráficamente

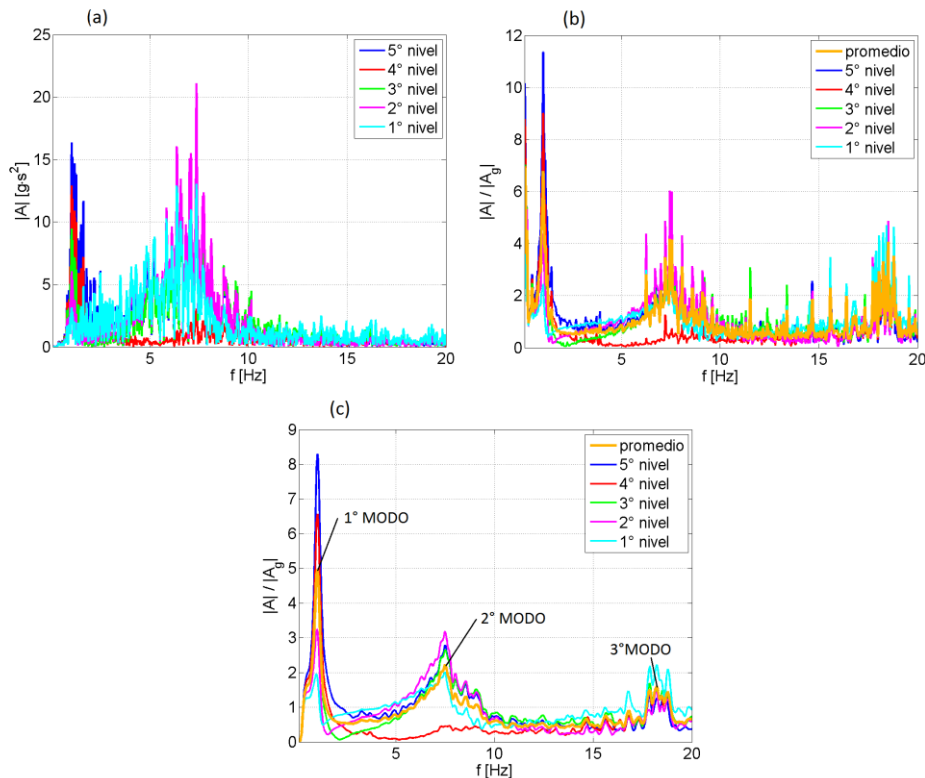


Figura 5-1: Análisis de Fourier de la aceleración de cada nivel para M1C200: (a) calculada directamente, (b) dividido por el Fourier de la base, y (c) suavizado 30 veces.

5.1.6 Energía en base a Transformada de Fourier

Es posible obtener la energía de una función en el tiempo, pasando al espacio de las frecuencias a partir de la transformada de Fourier de dicha función, mediante el Teorema de Rayleigh enunciado a continuación,

$$Energía = \int_{-\infty}^{+\infty} |y(t)|^2 dt = \int_{-\infty}^{+\infty} |Y(f)|^2 df \quad (5-5)$$

donde $y(t)$ es la función en el espacio del tiempo, e $Y(f)$ es la Transformada de Fourier de la función anterior en el espacio de las frecuencias.

5.1.7 Desplazamiento de techo (Δ_{max} y Δ_y) y ductilidad μ

Se define el desplazamiento relativo de techo máximo (Δ_{max}), o demanda de ductilidad, como el máximo desplazamiento relativo del último nivel para el ensayo. A la vez se define el desplazamiento relativo de techo del muro en fluencia (Δ_y) como la medición de este último cuando se cumplen los criterios descritos en la sección anterior. Este último también se obtiene teóricamente según la fórmula propuesta en el código Neozelandés (NZS, 2006) para M1,

$$\Delta_y = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 = \frac{11}{40} \left(0.021 \left[\frac{1}{m} \right] \right) (2.1[m])^2 = 25.5[mm] \quad (5-6)$$

Con ϕ_y la curvatura de fluencia ($\phi_y = 0.021 [1/m]$ según Anexo D.2) y h_w la altura total del muro. Se define la ductilidad de desplazamiento como,

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y \quad (5-7)$$

según las abreviaciones definidas anteriormente.

5.1.8 Deformación (ε) y curvatura (ϕ)

La deformación (ε), obtenida a partir de la medición de los LVDT, se determina a partir de la distancia de desplazamiento del LVDT sobre el largo entre la base del muro y el apoyo del LVDT (L_0), es decir,

$$\varepsilon(t) = \Delta L(t) / L_0 \quad (5-8)$$

en que ΔL es la medición diferencial del LVDT, y L_0 tiene la definición ya definida.

La curvatura se calcula a partir de la consideración de la hipótesis de Bernoulli y las mediciones de deformación ya descritas, luego

$$\phi(t) = \frac{\varepsilon_S(t) - \varepsilon_N(t)}{l_w} \quad (5-9)$$

donde ε_S y ε_N son las deformaciones longitudinales en el borde norte y sur, y l_w es el largo del muro.

5.1.9 Profundidad línea neutra (c)

El largo de compresión, o profundidad de línea neutra (c), se calcula experimentalmente según,

$$c = \varepsilon_{cmax} / \varphi_{max} \quad (5-10)$$

donde ε_{cmax} es la deformación máxima del borde comprimido y φ_{max} es la curvatura máxima.

Por otra parte, se calcula c teóricamente (de forma aproximada) mediante el equilibrio de fuerzas, bajo el supuesto del bloque de compresión, de este modo,

$$c = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot 0.85} = \frac{10000[N] + 57[mm^2] \cdot 387[MPa]}{0.85 \cdot 39[MPa] \cdot 40[mm] \cdot 0.85} = 28.4[mm] \quad (5-11)$$

siendo P_u la carga axial, A_s el área de acero a tracción, f_y la tensión de fluencia del acero, f'_c la capacidad a compresión del hormigón y b el ancho del bloque de compresión. Los valores de los materiales son los obtenidos en sus respectivos ensayos.

5.2 FORZANTE EFECTIVA

5.2.1 Resumen de forzantes aplicadas

En la Tabla 5-1 se resumen las dos principales características de las forzantes aplicadas en los ensayos: Intensidad de Arias (I_a) y Aceleración Máxima de la Forzante (PGA). Se observa que los registros C010 y aquellos en que la probeta falla tienen una alta dispersión. En cuanto a I_a , los registros tienen una media (respecto a los muros) de 0.0016 ± 0.0015 [g·s], 0.56 ± 0.06 [g·s], 0.94 ± 0.09 [g·s], 1.22 ± 0.11 [g·s], 2.1 ± 0.17 [g·s] (excepto M5C200), 0.64 ± 0.03 [g·s] y 0.98 ± 0.37 [g·s]; para los registros C010, C100, C130, C150, C200, L100 y L150. En tanto, el PGA medido es de 0.037 ± 0.025 [g], 0.68 ± 0.06 [g], 0.89 ± 0.05 [g], 1.09 ± 0.14 [g], 1.18 ± 0.08 [g], 0.48 ± 0.02 [g] y 0.86 ± 0.24 [g], para los mismos registros citados anteriormente. Se observa un incremento acorde al escalamiento de aceleración y una variabilidad controlada, salvo en los casos citados. En las Figura 5-2 se esquematizan los resultados explicados, en los que se excluyen los casos en que la probeta falla por no ser comparables con el resto.

Tabla 5-1: I_a y PGA Efectivo Aplicado en los Ensayos.

	I_a [g·s]						
	C010	C100	C130	C150	C200	L100	L150
M1	0.0031	0.57	0.94	1.25	2.07	0.65	1.35
M2	0.0022	0.62	0.99	1.30	2.18	0.65	^a
M3	0.0017	0.57	0.96	1.23	2.13	0.67	0.99 ^b
M4	0.0001	0.50	0.85	1.11	1.84	0.62	0.61 ^b
M5	0.0016	0.62	1.04	1.33	1.07 ^b		

	PGA [g]						
	C010	C100	C130	C150	C200	L100	L150
M1	0.06	0.65	0.84	0.98	1.13	0.48	0.62
M2	0.06	0.74	0.94	1.03	1.24	0.47	^a
M3	0.05	0.72	0.87	1.23	1.26	0.47	1.09 ^b
M4	0.01	0.62	0.83	0.95	1.10	0.51	0.80 ^b
M5	0.05	0.74	0.93	1.07	1.10 ^b		

^a: No aplicado por riesgo de colapso.

^b: Falla de la probeta durante el ensayo

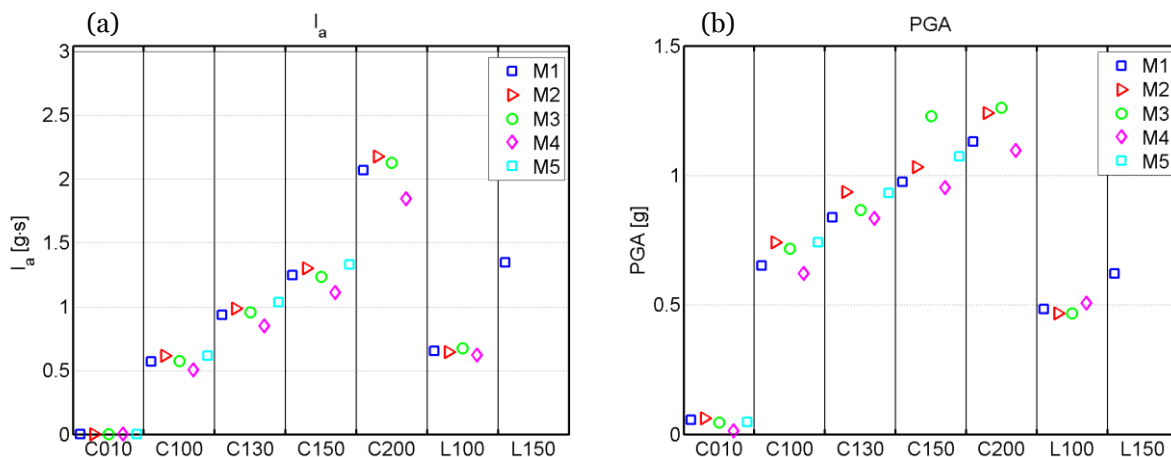


Figura 5-2: Intensidad de Arias (a) y PGA (b) Efectivos Aplicados en los Ensayos.

5.2.2 Registro de baja amplitud: C010

El registro de baja amplitud (C010), usado para medir las propiedades elásticas y para testear el funcionamiento general del sistema durante un ensayo tenue, es el primer registro a aplicar en cada muro, por tanto, considera el muro sin fisuración. La baja amplitud del registro, hace que la respuesta de la mesa esté en el rango de error de la misma. Por este motivo, la forma del registro y la repetitividad del mismo no son idóneos, por lo que no son utilizados para estimar la amplificación del corte. A continuación se presenta el PSa para los registros (ver Figura 5-3).

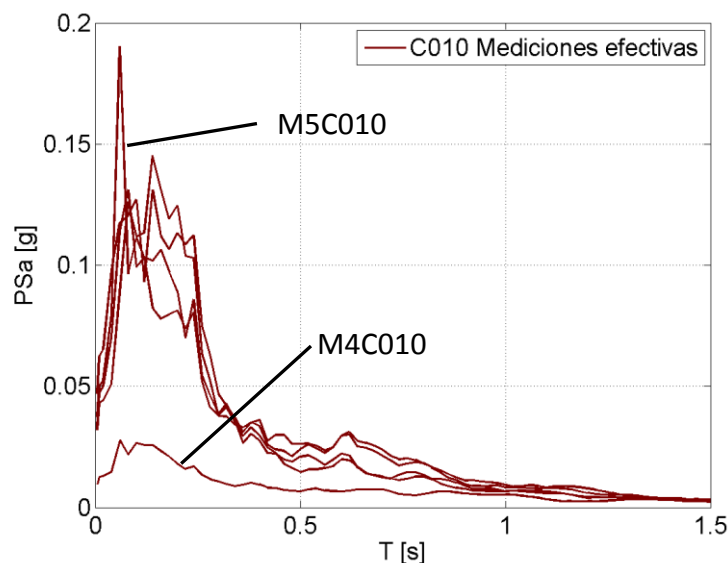


Figura 5-3: PSa de C010 Efectivo Aplicado.

5.2.3 Registros basados en Constitución 2010

Los registros sintéticos basados en Constitución 2010, C100 a C200, presentan una repetitividad suficiente tal como se aprecia en las Figuras Figura 5-4 y Figura 5-5, en que los registros C130 a C200 son escalados para hacerlos comparables a C100. Adicionalmente, en las mismas Figuras, se compara con el registro original de Constitución 2010 (escalado en tiempo). Los registros M4C200 y M5C200 presentan una curva en aceleración por debajo del resto, en el caso de M5C200 el ensayo es interrumpido por la falla del muro, en tanto para M4C200 sólo es debido al desempeño de la mesa.

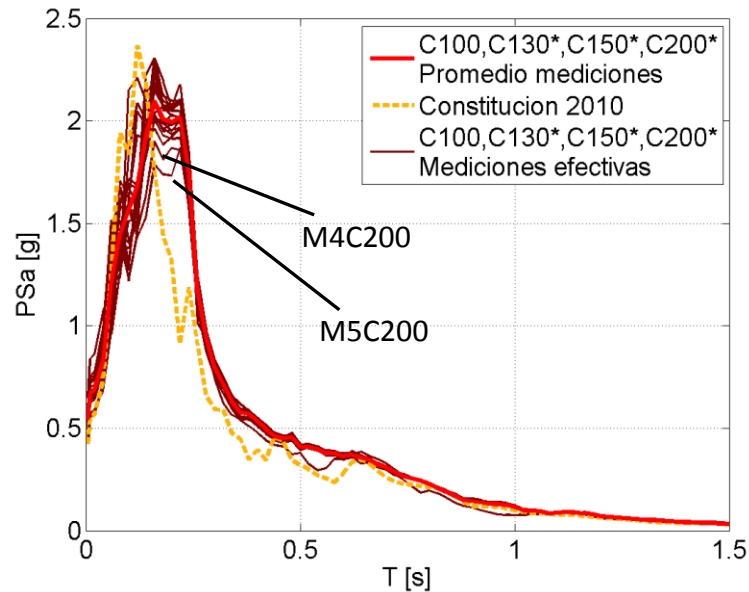


Figura 5-4: Psd (a) y Sd (b) efectivo Aplicado de C100 a C200. *: Escalado y Comparable con C100.

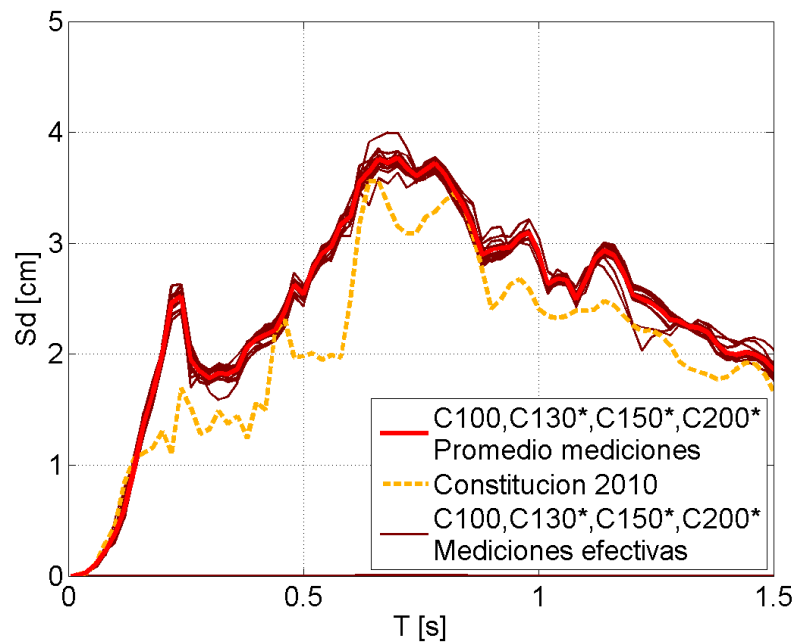


Figura 5-5: Sd Efectivo Aplicado de C100 a C200. *: Escalado y Comparable con C100.

5.2.4 Registros Lolloe 1985

Los registros efectivamente aplicados de Lolloe 1985 (L100 y L150) presentan el PSa de la Figura 5-6, en que el registro L150 es escalado para ser comparable con L100, a la vez el Sd se muestra en la Figura 5-7. Se observa que el registro M4L150 está por debajo de la media para ambos análisis, mientras que M2L100 y M3L150 presentan dos máximos pronunciados a los 0.06 y 0.09 [s] del pseudo-espectro de aceleraciones respectivamente. La forma general de los espectros dista de la forma original, ya que no cuenta con corrección en amplificación, sin embargo, se logra una buena repetitividad.

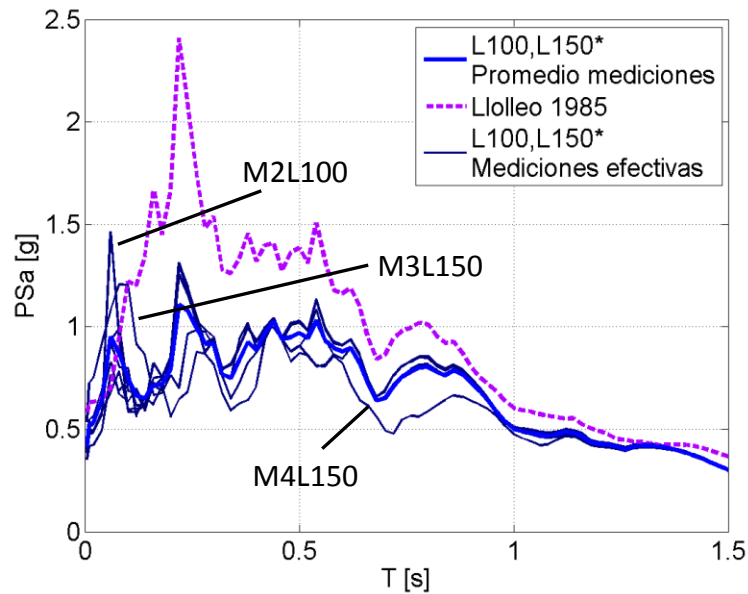


Figura 5-6: PSa Efectivo Aplicado de L100 y L150. *: Escalado y Comparable con C100.

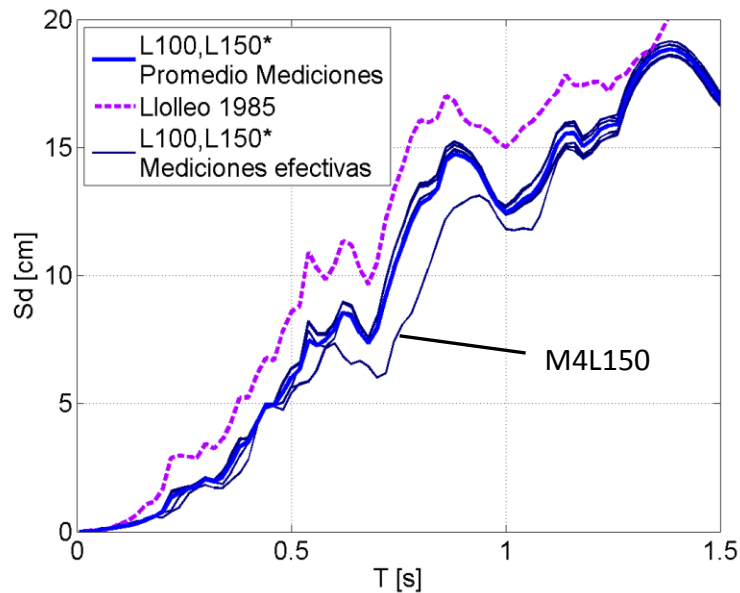


Figura 5-7: Sd Efectivo Aplicado de L100 y L150. *: Escalado y Comparable con C100.

5.2.5 Comparación general de forzantes y efectividad de la mesa

A fin de comparar de forma global los registros y comprobar la efectividad de la mesa, se presenta el gráfico tri-partito de los espectros de respuesta en la Figura 5-8, incluyendo la respuesta nominal de la mesa (ver sección 3.4) y excluyendo C010. se observa el aumento consistente a medida que se escala el registro en aceleración, la repetitividad ya mencionada, y que la respuesta efectiva de la mesa es muy superior a la capacidad nominal de la misma. En las Figuras Figura 5-9 y Figura 5-10 se grafica el PSa y Sd de las forzantes aplicadas en cada ensayo.

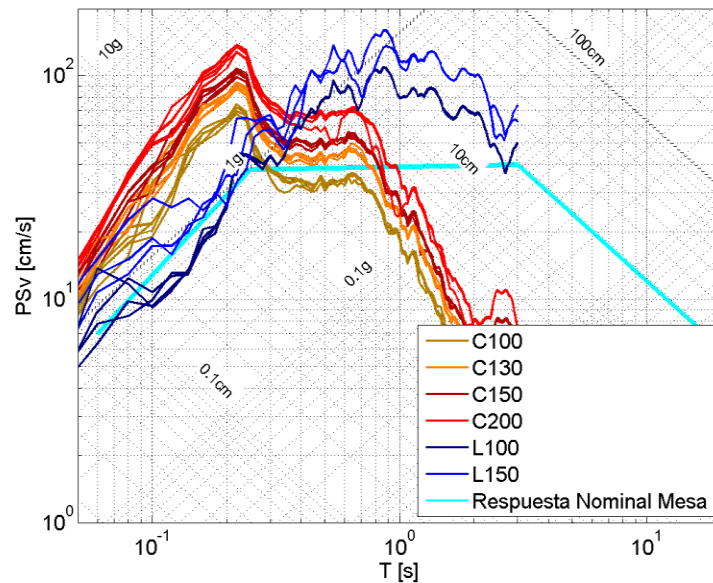


Figura 5-8: Espectro tri-partito de las Forzantes Aplicadas.

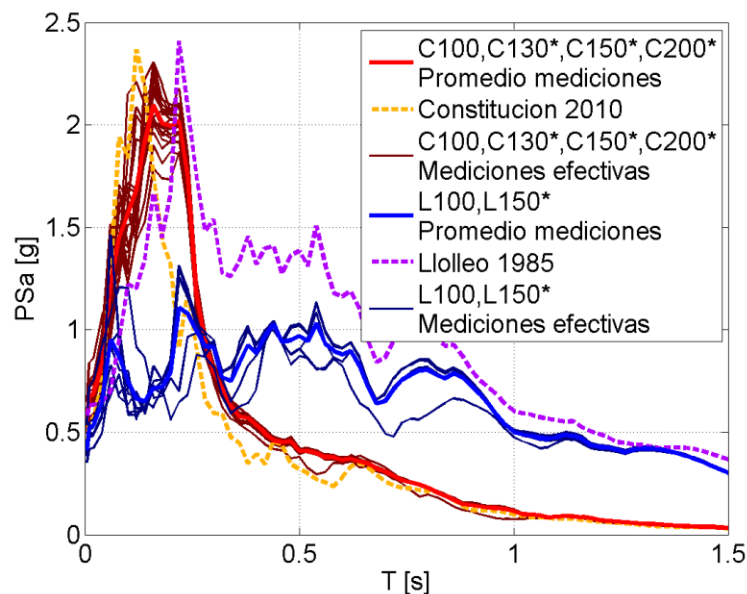


Figura 5-9: PSa de las Forzantes Aplicadas. *: Escalado y Comparable con C100.

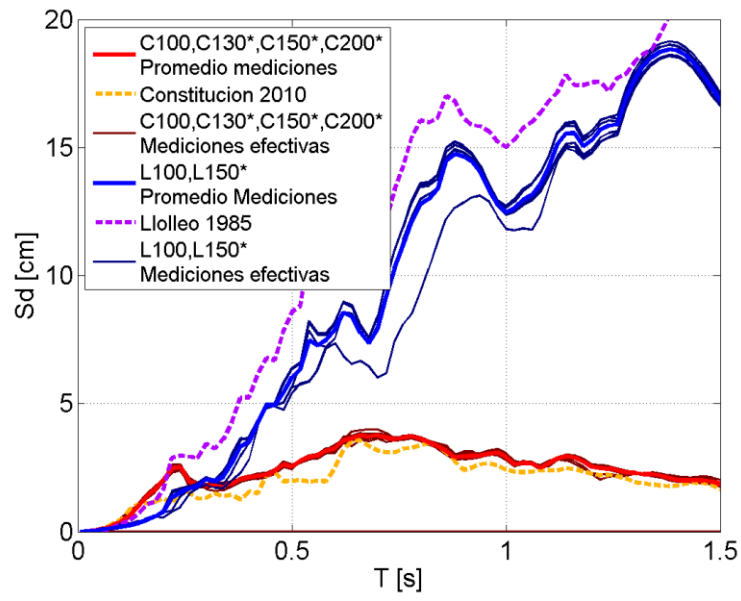


Figura 5-10: Sd de las Forzantes Aplicadas. *: Escalado y Comparable con C100.

5.3 ANÁLISIS EN EL ESPACIO DE LA FRECUENCIA: PERIODOS DE VIBRAR, ENERGÍA MODAL Y EI EFECTIVO

5.3.1 Periodo aparente medido durante los ensayos

Por medio del procedimiento descrito en la sección 5.1.5; de aplicar la Transformada de Fourier a los registros de aceleración de cada nivel, dividirlo por el resultado de la base, suavizarlo y promediarlo; se obtienen las curvas presentadas en el Anexo G.1. Haciendo un reconocimiento visual, se distinguen claramente 3 máximos que definirían los tres primeros modos de vibrar.

Se rescata una diferencia sustancial entre las frecuencias obtenidas del registro C010, en que la estructura se mantiene en el rango lineal, del resto de los ensayos aplicados en cada muro. En tanto, dichos máximos de frecuencias se mantienen en un rango más acotado para el resto de los registros, aún cuando la tendencia es a disminuir la frecuencia a medida que se aplica un nuevo ensayo sobre la misma estructura, indicando el aumento de flexibilidad previsto.

Adicionalmente, se observa que el rango de frecuencias, o banda de frecuencias, del primer modo es pronunciado y angosto. En tanto, el que define el segundo modo incluye un rango más amplio conservándose una cúspide bien definida. Finalmente la zona en que el 3° modo es excitado es a ratos difusa y bastante amplia, por lo que los valores obtenidos de analizar estas frecuencias tienen implícito un error.

Los datos se resumen en la Tabla 5-2 y en la Figura 5-11a y b, donde se presentan las frecuencias y periodos de las máximas amplitudes para el análisis de Fourier descrito previamente, aplicado a cada ensayo. Se observan periodos de vibrar similares para los muros M1, M3, M4 M5, tal como se esperaba en el diseño (ver Tabla 3-9), en particular para el registro C010 se mide un T1 y T2 acotados entre los valores 0.51 ± 0.03 [s] y 0.086 ± 0.002 [s], respectivamente; en tanto que para los registros C100 a C200, se tiene $T_1 = 0.90 \pm 0.10$ [s] y $T_2 = 0.12 \pm 0.01$ [s]; mientras que L100 y L150 registran a $T_1 = 1.25 \pm 0.17$ [s] y $T_2 = 0.14 \pm 0.01$ [s]. La baja variabilidad presentada para los grupos presentados, hacen que los ensayos sean comparables para este parámetro, considerando que el periodo fundamental entre C010 y L150 aumenta a más del doble. En tanto, al aplicar C010 a M2, $T_1 = 0.46$ [s] y $T_2 = 0.072$ [s], y al aplicar C100 a C200, $T_1 = 1.10 \pm 0.24$ [s] y $T_2 = 0.090 \pm 0.007$ [s], siendo algo más rígido que el resto de los muros, salvo al aplicar C150 y C200.

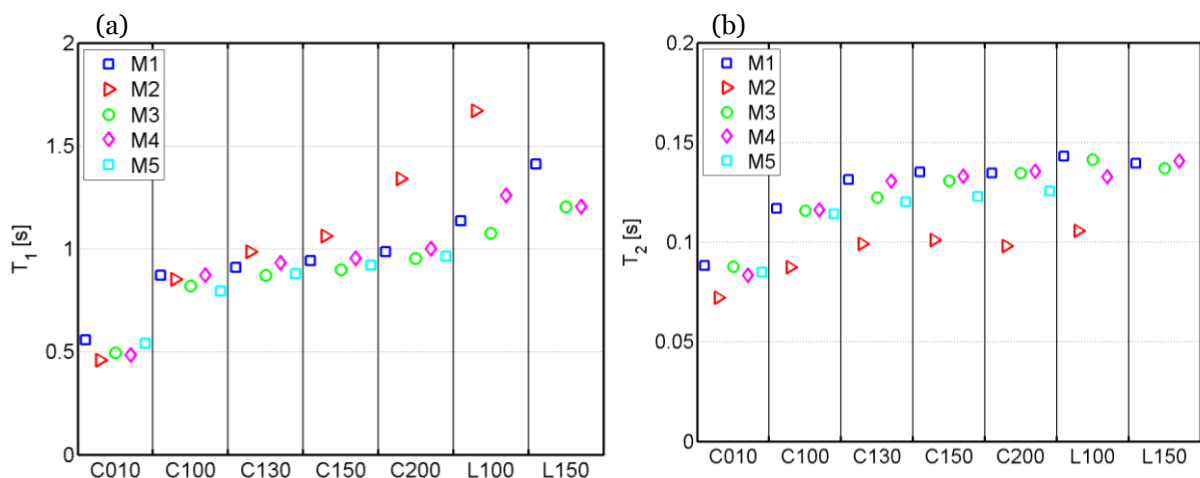


Figura 5-11: Periodo del 1° (a) y 2° (b) Modo Aparente Durante Ensayo.

Tabla 5-2: Frecuencias y Periodos Aparentes Durante Ensayo

Muro/ registro	f1 [Hz]	f2 [Hz]	f3 [Hz]	T1 [s]	T2 [s]	T3 [s]	
M1	C010	1.79	11.33	24.98	0.56	0.088	0.040
	C100	1.15	8.56	22.78	0.87	0.117	0.044
	C130	1.10	7.62	18.82	0.91	0.131	0.053
	C150	1.06	7.40	18.63	0.94	0.135	0.054
	C200	1.01	7.43	18.21	0.99	0.135	0.055
	L100	0.88	6.99	18.51	1.14	0.143	0.054
	L150	0.71	7.16	18.61	1.41	0.140	0.054
M2	C010	2.17	13.83	34.42	0.46	0.072	0.029
	C100	1.17	11.43	31.35	0.85	0.088	0.032
	C130	1.01	10.10	30.29	0.99	0.099	0.033
	C150	0.94	9.89	28.63	1.06	0.101	0.035
	C200	0.74	10.21	27.17	1.34	0.098	0.037
	L100	0.60	9.45	29.68	1.67	0.106	0.034
M3	C010	2.01	11.40	24.99	0.50	0.088	0.040
	C100	1.22	8.64	21.78	0.82	0.116	0.046
	C130	1.15	8.17	22.12	0.87	0.122	0.045
	C150	1.11	7.64	20.79	0.90	0.131	0.048
	C200	1.05	7.43	17.96	0.95	0.135	0.056
	L100	0.93	7.07	18.32	1.08	0.141	0.055
	L150 ^a	0.83	7.30	16.14	1.20	0.137	0.062
M4	C010	2.06	12.00	14.98	0.48	0.083	0.067
	C100	1.15	8.62	23.65	0.87	0.116	0.042
	C130	1.07	7.67	21.09	0.93	0.130	0.047
	C150	1.05	7.52	21.11	0.95	0.133	0.047
	C200	1.00	7.39	17.93	1.00	0.135	0.056
	L100	0.79	7.53	18.34	1.26	0.133	0.055
	L150 ^a	0.83	7.10	21.34	1.20	0.141	0.047
M5	C010	1.84	11.78	14.98	0.54	0.085	0.067
	C100	1.26	8.76	24.63	0.80	0.114	0.041
	C130	1.14	8.33	22.20	0.88	0.120	0.045
	C150	1.09	8.14	23.47	0.92	0.123	0.043
	C200 ^a	1.04	7.96	24.51	0.96	0.126	0.041

^a: Falla de la probeta durante el ensayo.

Cabe destacar que el periodo obtenido en el ensayo C010 es el que se considera como el de la respuesta elástico-lineal de la estructura, y que no corresponda fehacientemente con el calculado teóricamente se debe principalmente a la manipulación previa al ensayo de las probetas, en que se agrietó la misma.

5.3.2 Energía Modal

De forma aproximada, se procede a calcular la energía de cada modo a partir de la transformada de Fourier de la aceleración de cada nivel (ver Figura 5-1(a)) en base a lo expuesto en 5.1.6, y sumar la energía para cada frecuencia en todos los niveles. Esta suma se integra en la frecuencia, siendo los límites de integración las frecuencias que describen el ancho del máximo para cada modo. A fin de considerar un criterio

homogéneo para el cálculo de energía, en base a la similitud de las frecuencias de vibrar expuestas en la sección anterior, se fijan las frecuencias límites indicadas en la Tabla 5-3, basada en los promedios para los ensayos de cada muro observables en el Anexo G.1.

Tabla 5-3: Frecuencias límites para la Integración de Energía.

Registros/ Muros		f1 [Hz]	f2 [Hz]	f3 [Hz]
C010	M1, M3, M4 y M5	0 - 3.4	7.6 - 14.4	24.7 - 32.0
	M2	0 - 3.4	9.4 - 17.4	30.8 - 38.4
C100-L150	M1, M3, M4 y M5	0 - 1.9	5.0 - 10.5	17.0 - 25.3
	M2	0 - 1.9	6.8 - 12.6	26.5 - 32.3

Con las indicaciones consideradas, junto con los resultados de energía en frecuencia graficados en el Anexo G.2, se obtiene la energía de cada modo resumida en la Tabla 5-4. En ésta se presenta la energía asociada al primer, segundo y tercer modo como un porcentaje del total, la energía total del registro según el resultado de la Transformada de Fourier, y la diferencia entre esta última y la medida directamente de la aceleración. De forma general, se obtiene un porcentaje de energía por modo con poca variación entre los muros, empero con patrones de variación entre los registros, tal como se observa en las Figura 5-12a y b. La energía del 1° modo de los ensayos C010 es del 37% ± 7% del total, mientras que del 2° modo es del 51% ± 11% para el mismo caso. La energía relativa de los primeros dos modos es del 37% ± 3% y del 49% ± 6% en el caso de C100, similar a lo obtenido en C010, sin embargo, al aplicar C130 a C200 disminuye paulatinamente la participación del 1° modo a la vez que aumenta la del 2°, llegando en C200 a 12% ± 5% y 69% ± 4% respectivamente. En tanto, para los registros L100 y L150, la energía del primer y segundo modo es del 66% ± 2% y 12% ± 2%, y 54% ± 4% y 17% ± 0.1% respectivamente, observándose un claro aumento en la participación del 1° modo en L100 que baja levemente en L150, ocurriendo lo contrario para el 2° modo.

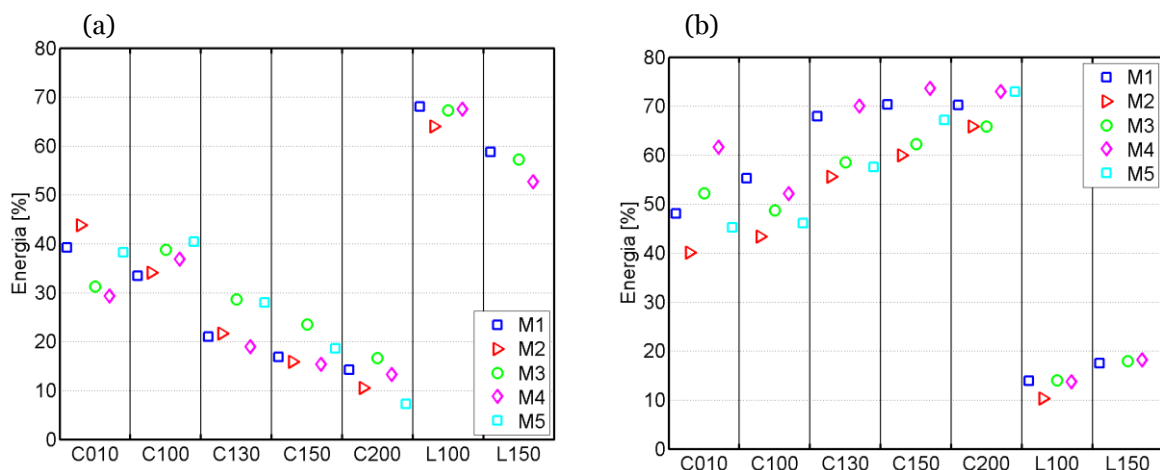


Figura 5-12: Porcentaje de Energía del 1° (a) y 2° (b) Modo obtenida en los Ensayos.

Tabla 5-4: Energía Total y de cada Modo de cada Ensayo.

Muro/ registro	Energía 1° modo	Energía 2° modo	Energía 3° modo	Energía Total [kJ]	Dif. Energía TH	
M1	C010	39%	48%	0.0%	0.4	0.00%
	C100	33%	55%	0.6%	63.6	0.01%
	C130	21%	68%	0.8%	99.1	0.01%
	C150	17%	70%	0.8%	115.7	0.01%
	C200	14%	70%	0.7%	161.7	0.00%
	L100	68%	14%	0.6%	52.7	0.03%
	L150	59%	17%	0.6%	78.2	0.03%
M2	C010	44%	40%	0.0%	0.2	0.00%
	C100	34%	43%	0.0%	44.9	0.01%
	C130	22%	56%	0.0%	64.9	0.01%
	C150	16%	60%	0.0%	80.0	0.01%
	C200	11%	66%	0.0%	138.8	0.01%
	L100	64%	10%	0.0%	39.9	0.02%
M3	C010	31%	52%	0.1%	0.2	0.04%
	C100	39%	49%	1.0%	61.3	0.00%
	C130	29%	59%	1.6%	96.7	0.00%
	C150	23%	62%	1.8%	113.4	0.01%
	C200	17%	66%	1.7%	167.8	0.01%
	L100	67%	14%	0.7%	56.0	0.01%
	L150 ^a	55%	17%	0.7%	41.3	3.98%
M4	C010	29%	62%	0.0%	0.0	0.00%
	C100	37%	52%	0.9%	59.1	0.01%
	C130	19%	70%	1.2%	89.9	0.01%
	C150	15%	74%	1.2%	120.0	0.00%
	C200	13%	73%	1.3%	174.6	0.00%
	L100	67%	14%	0.6%	45.2	0.02%
	L150 ^a	50%	17%	0.9%	22.6	5.16%
M5	C010	38%	45%	0.0%	0.1	0.00%
	C100	40%	46%	1.3%	60.1	0.01%
	C130	28%	58%	1.6%	93.0	0.01%
	C150	19%	67%	1.6%	114.5	0.01%
	C200 ^a	6%	65%	1.5%	66.2	10.51%

^a: Falla de la probeta durante el ensayo.

5.3.3 Criterios de reducción de rigidez

Los periodos de vibrar de los muros medidos experimentalmente, y presentados en 5.3.1, distan de los valores nominales de considerar la inercia bruta de la sección (ver Tabla 3-9). El periodo fundamental de M1 considerando un modelo lineal con la sección bruta es de 0.37 [s], y del segundo modo de 0.057 [s], algo más rígido que los 0.56 [s] y 0.088 [s] medidos en C010 para dichos modos en el mismo muro, y mucho más rígidos que los 1.41 [s] y 0.140 [s] medidos en L150 del mismo caso.

Estas diferencias en los periodos de vibrar medidos significan una pérdida de rigidez de la estructura. dicha pérdida de rigidez puede ser caracterizada de diferentes formas. Para el presente estudio se consideran tres alternativas de

reducción de rigidez. La primera, significa una reducción global del producto de la elasticidad e inercia (EI). La segunda sugiere considerar rotulada la base e incluir un resorte rotacional en la misma (K_θ). Finalmente, se estudia la reducción de EI en los primeros 10 [cm] (EI_{10}). Además de usar combinaciones de estas.

A fin de comparar la efectividad de cada método, se ajustan 5 modelos que incorporan las características mencionadas. El ajuste corresponde a reducir la rigidez hasta lograr que T_1 se iguale con el medido experimentalmente, rescatando el periodo del 2° modo para los mismos parámetros, que se contrasta con el 2° modo experimental. Dicha comparación se grafica en la Figura 5-13a. Los criterios son: reducir de forma general EI, considerar la sección bruta y reducir EI sólo en los primeros 10 [cm] ($EI_{10[cm]}$), considerar $0.43EI_g$ globalmente y reducir EI en los primeros 10 [cm] ($EI_{10[cm]}$, $EI=0.43EI_g$), Considerar el resorte rotacional descrito en 3.6.5 (recalculado en el Anexo D.2) y reducir EI globalmente (EI, $K_\theta = 1844$ [kN·m]), y considerar la sección bruta y reducir el resorte rotacional (K_θ). Los valores de Reducción de Inercia se presentan en la Figura 5-13b.

Según el procedimiento mencionado, se observa que reducir la rigidez sólo en la base, ya sea por un resorte rotacional o reducir EI en el primer tramo, genera resultados similares, y un tanto independientes de la reducción efectuada en el primer modo. Reducir la inercia global, considerando o no el resorte rotacional en la base, genera resultados que se superponen (de hecho no se distinguen en el grafo) y dan una buena aproximación a lo que ocurre en la realidad. Considerar una reducción global fija de EI en la altura y una reducción variable de EI_{10} produce buenos resultados, pero el ajuste no siempre es el mejor y la implementación es engorrosa.

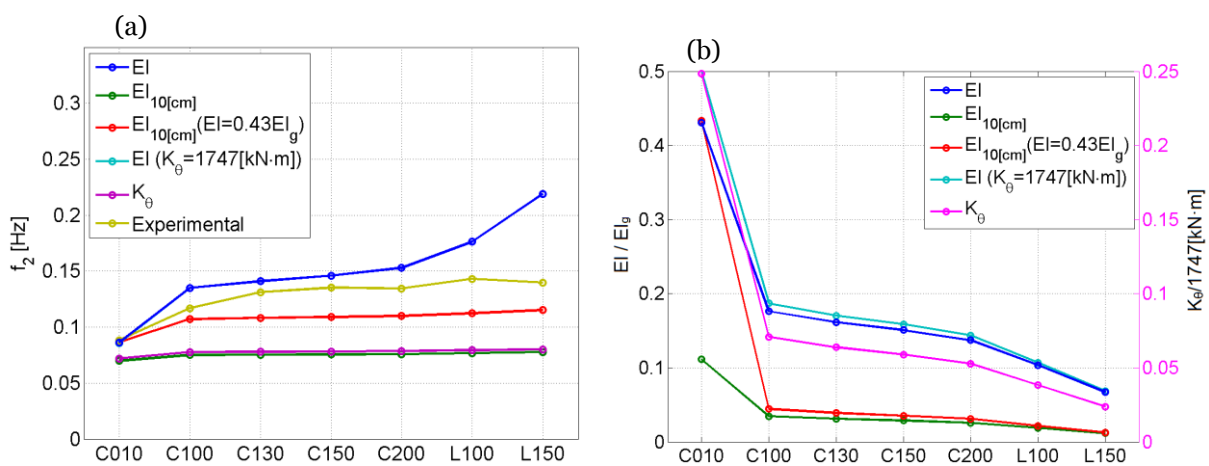


Figura 5-13: Comparación del 2° modo en M1 de Distintos Criterios de Reducción de Inercia (a) y Valores de Reducción de Inercia para cada Caso (b).

En base a lo ya señalado, se propone utilizar una reducción general de la inercia para contrastar los resultados experimentales con los obtenidos del análisis elástico lineal. Adicionalmente, se prefiere la reducción de la inercia del primer modo para el registro C010 en varios de los estudios, ya que este valor es el representativo de la estructura en el rango elástico lineal.

5.3.4 Producto Elasticidad por Inercia Efectivo

Los resultados de la reducción de rigidez, según el criterio definido en la sección anterior, se grafican en la Figura 5-14a (considerando la medición de T_1) y en la Figura 5-14b (medición de T_2). Adicionalmente los datos son tabulados en la Tabla 5-5.

Tabla 5-5: Periodos Medidos durante Ensayo y EI efectivo Correspondiente.

Muro/ registro	T_1 [s]	T_2 [s]	EI/ EI_g (T_1)	EI/ EI_g (T_2)	
M1	C010	0.56	0.088	0.43	0.41
	C100	0.87	0.117	0.18	0.24
	C130	0.91	0.131	0.16	0.19
	C150	0.94	0.135	0.15	0.18
	C200	0.99	0.135	0.14	0.18
	L100	1.14	0.143	0.10	0.16
	L150	1.41	0.140	0.07	0.16
M2	C010	0.46	0.072	0.39	0.37
	C100	0.85	0.088	0.11	0.25
	C130	0.99	0.099	0.08	0.20
	C150	1.06	0.101	0.07	0.19
	C200	1.34	0.098	0.05	0.20
	L100	1.67	0.106	0.03	0.17
M3	C010	0.50	0.088	0.52	0.40
	C100	0.82	0.116	0.19	0.23
	C130	0.87	0.122	0.17	0.20
	C150	0.90	0.131	0.16	0.18
	C200	0.95	0.135	0.14	0.17
	L100	1.08	0.141	0.11	0.15
	L150 ^a	1.20	0.137	0.09	0.16
M4	C010	0.48	0.083	0.59	0.48
	C100	0.87	0.116	0.18	0.25
	C130	0.93	0.130	0.16	0.19
	C150	0.95	0.133	0.15	0.19
	C200	1.00	0.135	0.14	0.18
	L100	1.26	0.133	0.09	0.19
	L150 ^a	1.20	0.141	0.10	0.17
M5	C010	0.54	0.085	0.43	0.42
	C100	0.80	0.114	0.20	0.23
	C130	0.88	0.120	0.16	0.21
	C150	0.92	0.123	0.15	0.20
	C200 ^a	0.96	0.126	0.14	0.19

^a: Falla de la probeta durante el ensayo.

Al comparar los datos, se observa una inercia efectiva de $0.48 \pm 0.11 EI_g$ para los modos 1° y 2° del registro C010. Uno de los motivos de la alta dispersión es el valor obtenido de M4C010, que es un ensayo con muy baja energía (ver Figura 5-3), lo que podría mostrar, en parte, la sensibilidad de la fisuración a la energía del registro aun

manteniéndose en el rango elástico. Al aplicar C100 ya disminuye considerablemente EI, siendo de $0.19 \pm 0.01 EI_g$ para el primer modo (salvo M₂ con $0.11 EI_g$), y de $0.24 \pm 0.01 EI_g$ para el segundo. Para el registro final aplicado a cada probeta, los respectivos valores llegan a $0.10 \pm 0.03 EI_g$ (salvo M₂ con $0.03 EI_g$) y $0.18 \pm 0.01 EI_g$.

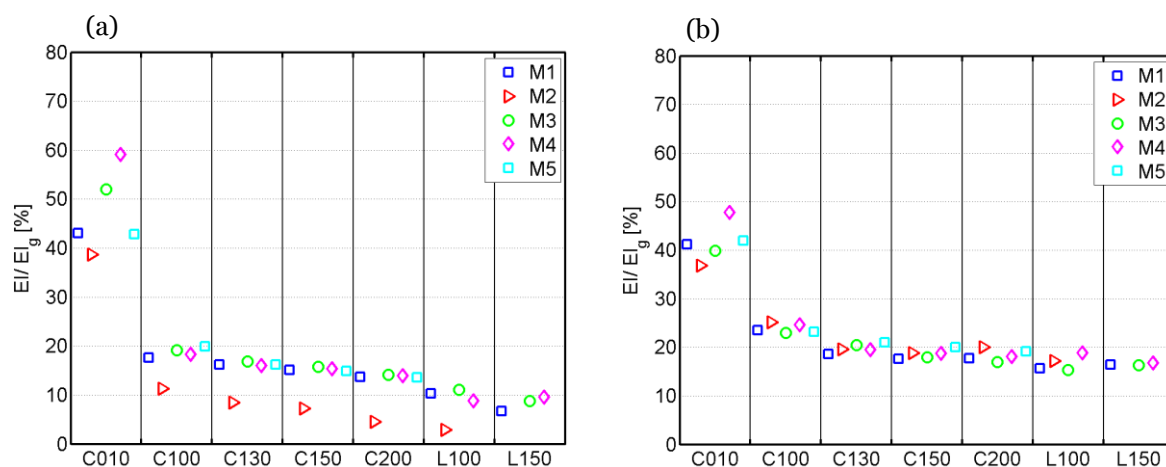


Figura 5-14: Reducción de la Inercia Bruta de cada Muro en los Ensayos considerando T1 (a) y T2 (b).

Se observa que la reducción de rigidez para ajustar el primer modo es en general mayor a la requerida para el segundo. Adicionalmente, la inercia efectiva asociada al primer modo se reduce progresivamente a medida que se aplican los ensayos, en tanto que la asociada al segundo modo está acotada a un mínimo de $0.15 EI_g$. Estas características estarían asociadas a la concentración de daño en la base, ocasionando una fisuración mayor del primer modo, mientras que el segundo modo permanece más próximo a la inercia bruta. Este argumento se refuerza al distinguir una rigidez que sólo llega a $0.03 EI_g$ en M₂, según el primer modo, y apreciar la rotulación formada en la base del muro (ver Figura 4-14), mientras que, para el segundo modo, se tiene un $0.17 EI_g$.

La rigidez considerada para diseño es, para cada muro, la que corresponde con la medición del periodo de vibrar durante el ensayo C010, usando un promedio del ajuste obtenido para el primer y segundo modo. Por tanto, la rigidez de los modelos lineales es $0.42, 0.32, 0.46, 0.51, 0.43 EI_g$ para los muros 1, 2, 3, 4 y 5.

5.4 RESPUESTA DEL DESPLAZAMIENTO Y DEFORMACIÓN

5.4.1 Desplazamiento de techo y ductilidad

El desplazamiento de techo máximo registrado en el ensayo es graficado en la Figura 5-15 y tabulado en la Tabla 5-6, además en esta última se muestran los máximos de cada sentido, y la ductilidad de desplazamiento según el desplazamiento de techo al momento de fluencia (Δ_y) obtenido experimentalmente y teóricamente.

Se observa un desplazamiento de techo máximo en los ensayos paulatinamente creciente y más o menos parejo para todas las probetas, salvo para M₂ en que es mucho mayor. Se distingue un $\Delta_{max} = 1.7 \pm 0.9$ [mm] para la forzante C010, aumentando a 54 ± 2 [mm] en C100, valor que aumenta progresivamente hasta 74 ± 2 [mm] en C200, estos últimos dos valores no incluyen el desplazamiento de techo máximo de M₂, de 45 y 115 [mm] respectivamente. La demanda de ductilidad crece considerablemente para los registros de L100, teniendo un valor de 125 ± 6 [mm]

en L100 (excepto M2 en que el valor es de 209 [mm]) y de 190 ± 9 [mm] en L150, lo que es consistente con el espectro de desplazamientos de mayor amplitud de este último registro. M2 presenta un fuerte aumento del desplazamiento de techo para los últimos 3 registros aplicados, lo que es observado visualmente durante el ensayo y tendría relación con la forma de agrietamiento de la base, en la que se agrieta el tramo inferior formado una rótula plástica. Este comportamiento descrito está asociado, aunque no directamente, con la fisuración de los muros representada por el aumento en T_1 tal como se observa en la Figura 5-16, en que se diferencian los registros de L100 mediante una línea punteada.

Tabla 5-6: Desplazamiento Relativo de Techo Máximo, de Fluencia y Ductilidad.

Muro/ registro	Δ_{max+} [mm]	Δ_{max-} [mm]	Δ_{max} [mm]	μ (Δy techo)	
M1	C010	2.6	-2.6	2.6	-
	C100	53	-55	55	2.2
	C130	58	-60	60	2.3
	C150	59	-63	63	2.5
	C200	69	-76	76	3.0
	L100	116	-129	129	5.1
	L150	192	-200	200	7.8
M2	C010	1.6	-1.9	1.9	-
	C100	45	-44	45	1.8
	C130	59	-62	62	2.4
	C150	64	-83	83	3.3
	C200	115	-98	115	4.5
	L100	173	-209	209	8.2
	M3	C010	1.6	-2.0	2.0
C100		53	-54	54	2.1
C130		61	-62	62	2.4
C150		58	-63	63	2.5
C200		72	-71	72	2.8
L100		128	-131	131	5.1
L150 ^a		182	-158	182	7.1
M4	C010	0.7	-0.8	0.8	-
	C100	54	-52	54	2.1
	C130	52	-55	55	2.2
	C150	58	-56	58	2.3
	C200	66	-73	73	2.9
	L100	106	-119	119	4.7
	L150 ^a	170	-191	191	7.5
M5	C010	1.6	-1.7	1.7	-
	C100	49	-53	53	2.1
	C130	57	-60	60	2.4
	C150	55	-58	58	2.3
	C200 ^a	61	-42	61	2.4

^a: Colapso de la probeta durante el ensayo

La ductilidad de desplazamiento se calcula según la fórmula (5-6) El comportamiento de ésta a través de los ensayos, es homólogo al del desplazamiento máximo de techo, siendo de 2.2 ± 0.1 en C100, llegando a 3.8 ± 1.0 en C200, alcanzando incluso los 9.7 ± 0.3 para L150 (ver Tabla 5-6).

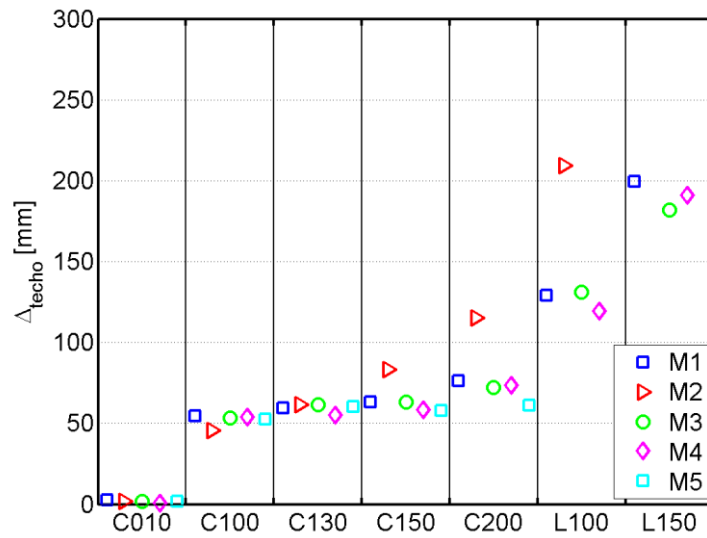


Figura 5-15: Desplazamiento máximo de techo medido en los ensayos.

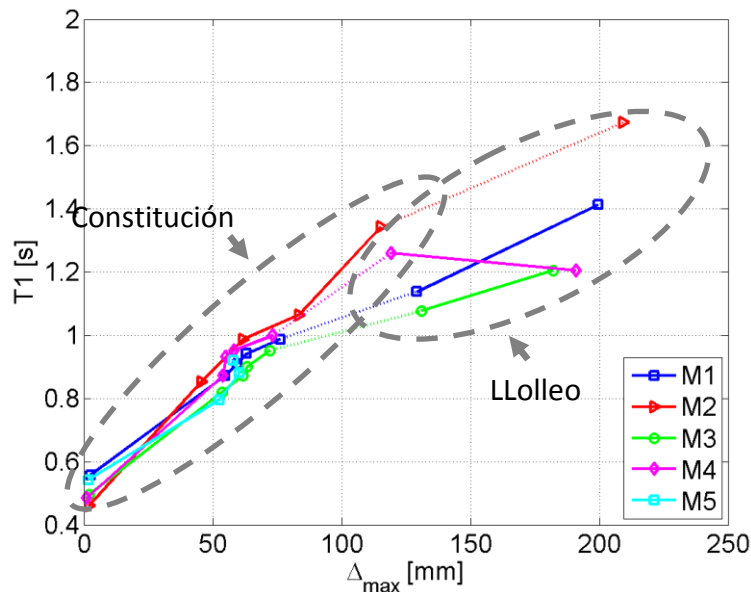


Figura 5-16: T_1 en función de Δ_{max} para los Ensayos.

Adicionalmente se presentan las envolventes de desplazamiento relativo de los ensayos en el Anexo G.3. El desplazamiento observado en el primer nivel, especialmente al aplicar L100 y L150, es bastante mayor que en el resto del muro, lo que daría cuenta de la plastificación de la base.

5.4.2 Deformación, curvatura y profundidad del eje neutro

Los valores obtenidos durante los ensayos de curvatura máxima (ϕ_{max}) y de fluencia (ϕ_y), de deformación longitudinal máxima a tracción (ϵ_{tmax}) y compresión (ϵ_{cmax}) de la base, y el largo de compresión (c) se resumen en la Tabla 5-7.

Cabe destacar que la curvatura máxima registrada es consistente en el sentido de que aumentan a medida que el registro tiene mayor demanda de desplazamiento, pero no sigue un patrón entre los muros. En tanto, la curvatura promedio al momento de entrar en fluencia sigue un patrón más ordenado. En los registros C100 a C200 $\phi_y = 0.019 \pm 0.04$ [1/m], cercano a los 0.021 [1/m] calculado teóricamente (ver Anexo D.2), en tanto para los registros de L100 y L150 la ductilidad de fluencia es mayor y con más dispersión, de 0.033 ± 0.015 [1/m].

Tabla 5-7: Curvatura, Deformación y Largo de Compresión Característicos de los Ensayos.

Muro/ registro	ϕ_{\max} [1/m]	ϕ_y [1/m]	$\epsilon_{t\max}$	$\epsilon_{c\max}$	C_{\max}	
M1	C010	0.003	-	0.0003	0.0002	-
	C100	0.144	0.020	0.018	0.005	35
	C130	0.138	0.019	0.017	0.005	33
	C150	0.148	0.019	0.018	0.006	40
	C200	0.192	0.023	0.025	0.007	35
	L100	0.455	0.033	0.056	0.013	28
	L150	0.795	0.044	0.099	0.022	28
M2	C010	0.003	-	0.0004	0.0003	-
	C100	0.079	0.018	0.011	0.004	50
	C130	0.090	0.019	0.010	0.004	42
	C150	0.111	0.018	0.013	0.004	37
	C200	0.139	0.019	0.016	0.005	36
	L100	0.321	0.024	0.030	0.019	-
M3	C010	0.002	-	0.0003	0.0002	-
	C100	0.069	0.017	0.008	0.002	32
	C130	0.095	0.015	0.012	0.002	25
	C150	0.098	0.016	0.013	0.003	27
	C200	0.135	0.018	0.018	0.003	23
	L100	0.235	0.018	0.031	0.007	31
	L150 ^a	0.836	0.021	0.095	0.032	38
M4	C010	0.0001	-	0 ^c	0 ^c	-
	C100	0.106	0.019	0.015	0.005	45
	C130	0.102	0.012	0.015	0.005	44
	C150	0.119	0.015	0.018	0.005	44
	C200	0.159	0.020	0.024	0.005	30
	L100	0.385	0.048	0.045	0.013	35
	L150 ^a	0.590	0.018	0.067	0.023	39
M5	C010	0.002	-	0.0001	0.0003	-
	C100	0.128	0.020	0.015	0.005	38
	C130 ^b	-	-	-	-	-
	C150	0.143	0.018	0.017	0.006	40
	C200 ^a	-	0.065	0.011	0.189	-

^a: Colapso de la probeta durante el ensayo

^b: Sólo fue medida la aceleración de los niveles.

^c: El valor es tan pequeño que cae dentro del error del instrumento.

Las mediciones de deformaciones longitudinales en los bordes presentan un patrón que varía de muro en muro. La compresión máxima alcanzada en el borde de muro es de 0.005 ± 0.002 en los registros C100 a C200, indicando que se estaría alcanzando la capacidad al momento, luego alcanzando la plastificación de la base. Este valor aumenta en L100 y L150 lo que se condice con el descascaramiento producido durante estos ensayos. La deformación a tracción es mucho mayor a la de compresión, tal como es de esperar.

El largo de compresión, según la curvatura y deformación de compresión máxima, es de 36 ± 13 [mm] (salvo M2L150), luego se supera el valor de 28 [mm] calculados teóricamente según el bloque de compresión para el cálculo de M_n .

5.5 MOMENTO A FLEXIÓN

5.5.1 Momento basal máximo

Según el procedimiento descrito en 5.1.3, se calcula el momento flexural en la base del muro, rescatando el máximo de cada ensayo (M_{EXP}) y el promedio de los 10 valores máximos (M_{EXP10}) obtenidos en el ensayo. Este último valor hace referencia al hecho que de considerar un sólo máximo puede tener un sesgo, tanto por la adquisición de datos, como la incertidumbre de si un sólo máximo aislado es suficiente para que la estructura reaccione. El momento máximo basal de cada ensayo, junto con otros parámetros característicos del instante en el que ocurre, y el promedio descrito se tabulan en la Tabla 5-8, y se grafican en las Figura 5-17a y b.

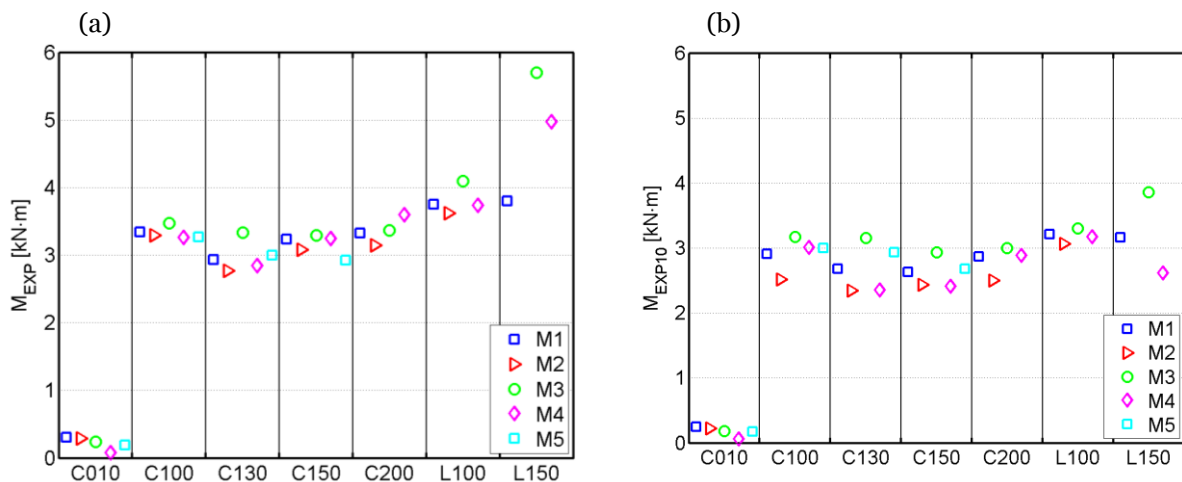


Figura 5-17: Momento Máximo (a) y Promedio de los 10 máximos (b) Medido Durante Ensayos.

Se observa un comportamiento similar entre muros. C010 registra un máximo (M_{EXP10} se muestra en paréntesis) de 0.25 ± 0.05 [kN·m] (0.21 ± 0.04 [kN·m]), salvo en M4 en que es de 0.08 [kN] (0.07 [kN]) por la forzante atenuada que se aplicó. Para los registros C100 a C200 se observa un momento basal máximo de 3.18 ± 0.41 [kN·m] (2.73 ± 0.44 [kN·m]), cercano al momento de fluencia teórico (ver Anexo D.2) de 3.3 [kN·m], además, este valor no muestra una correlación con el aumento de intensidad de la forzante, ambos argumentos estarían evidenciando que los muros llegan a la deformación de fluencia en la base, llegando al plató que tiene la zona plástica. En tanto, la aplicación de los registros L100 y L150 hacen aumentar este valor a 3.62 ± 0.47 [kN·m] y 4.30 ± 0.67 [kN·m] (excepto en M3L150), lo que denota una incursión en el endurecimiento del acero, de hecho los 4.97 [kN·m] alcanzados

en M4L150 corresponden a $1.6 M_n$. Estos últimos valores contrastan con los 3.19 ± 0.12 [kN·m] y 3.24 ± 0.63 [kN·m] obtenidos de los respectivos ensayos al usar el promedio de 10 valores máximos, lo que muestra la diferencia de considerar un único máximo.

Tabla 5-8: Momento Basal Máximo y Parámetros Relevantes, y Promedio de Máximos de cada Ensayo

Muro/ registro	M_{EXP} [kN·m]	t [s]	Δ_{techo} [mm]	V_b [kN]	ϕ [1/m]	M_{EXP10} [kN·m]	
M1	C010	0.30	11.120	2.5	0.21	0.0030	0.25
	C100	3.34	6.985	50	1.86	0.089	2.91
	C130	2.93	28.185	55	1.96	0.117	2.68
	C150	3.24	28.195	62	2.11	0.138	2.63
	C200	3.32	28.205	76	1.72	0.153	2.87
	L100	3.75	18.615	89	1.95	0.204	3.21
	L150	3.80	28.715	157	3.01	0.429	3.17
M2	C010	0.29	6.855	1.8	0.20	0.0025	0.23
	C100	3.29	7.025	40	2.39	0.073	2.52
	C130	2.77	28.260	63	1.73	0.087	2.34
	C150	3.09	11.500	84	2.61	0.101	2.43
	C200	3.15	8.655	26	4.04	0.130	2.50
	L100	3.63	30.115	175	1.91	0.135	3.06
	M3	C010	0.24	10.390	1.5	0.23	0.002
C100		3.48	9.790	36	4.29	0.053	3.17
C130		3.33	21.120	51	2.84	0.071	3.16
C150		3.29	19.600	55	2.69	0.070	2.93
C200		3.37	28.180	71	2.05	0.122	3.00
L100		4.09	18.790	96	2.06	0.086	3.31
L150 ^a		5.70	32.140	43	3.85	0.240	3.86
M4	C010	0.08	27.050	0.4	0.07	0 ^c	0.07
	C100	3.26	6.955	49	1.79	0.061	3.01
	C130	2.84	28.180	54	1.91	0.093	2.35
	C150	3.24	28.180	62	2.23	0.110	2.41
	C200	3.59	28.185	77	2.14	0.133	2.89
	L100	3.73	18.845	90	1.91	0.166	3.17
	L150 ^a	4.97	29.850	160	4.00	0.393	2.61
M5	C010	0.19	9.170	1.6	0.21	0.0010	0.18
	C100	3.27	6.590	45	2.35	0.078	3.00
	C130	3.00	20.255	50	2.11	^b	2.93
	C150	2.93	11.075	56	1.63	0.114	2.68
	C200 ^a	2.86	5.325	42	2.67	0.089	2.29

^a: Falla de la probeta durante el ensayo

^b: Sólo fue medida la aceleración de los niveles.

^c: El valor es tan pequeño que cae dentro del error del instrumento.

5.5.2 Envoltente de momento

Por medio de las envolventes de momento en la altura para cada ensayo (ver Anexo G.6), que se promedia en la Figura 5-18, se puede observar que el momento descende de forma serpenteante cuando el registro es rico en frecuencias que excitan modos superiores (C100 a C200), en tanto que decae casi de forma lineal cuando es controlado por el primer modo (L100 y L150). El promedio graficado indica que para el primer caso, el momento basal sólo decae en un 45% al 3° nivel, en tanto que en el segundo caso decae un 70 % para la misma altura.

El perfil de aceleraciones en la altura para los instantes de momento máximo de cada ensayo, graficados en el Anexo G.7, evidencian la participación de modos superiores en el momento provocando una amplificación del momento, tal como lo menciona Rutemberg, A. (2013), aunque este último no es parte del estudio. Esto se suma a la poca correlación entre momento máximo y la curvatura en la base que se produce (ver Tabla 5-8), además de la notable dispersión de la misma, siendo de 0.24 ± 0.19 [1/mm] para los registros C100 a L150, sin un patrón distinguible.

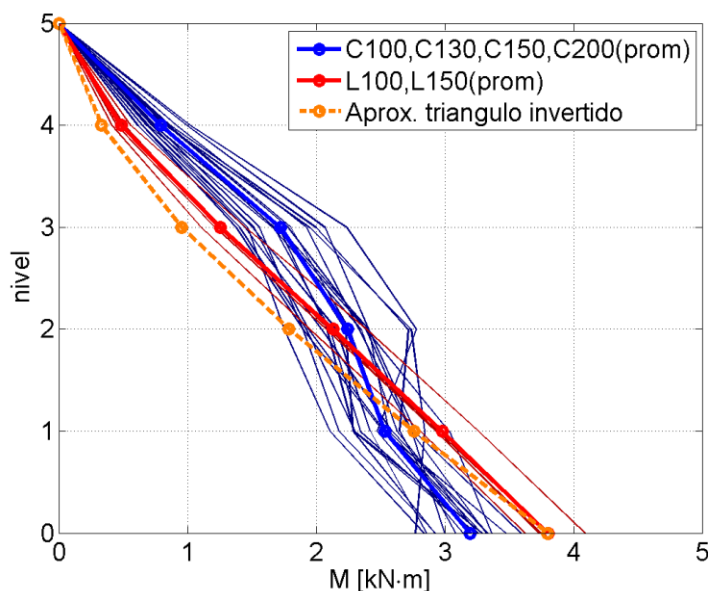


Figura 5-18: Promedio de Envoltentes de Momento en la Altura de los Ensayos.

5.5.3 Comportamiento Histerético

Las histéresis de momento basal en función del desplazamiento de techo se presentan en el Anexo G.5. Se aprecia en general, y mayormente para los registros C100 a C200, un comportamiento bien correspondido entre el momento y el desplazamiento de techo, salvo en M2, lo que indicaría una importante participación del modo fundamental. Adicionalmente, el hecho que las histéresis tengan un ancho considerable indica la incursión en el rango no lineal de la estructura. Los gráficos que incluyen a L100 y L150 presentan ciclos más desordenados para los ensayos en que el correspondiente muro falla, salvo eso, se mantiene en ciclos ordenados acotado a los 3.0 [kN·m] aproximadamente. Estos aumentos de momento en casos críticos muestran un cambio de pendiente propio de la incursión en la zona de endurecimiento del acero.

5.6 CORTE

5.6.1 Corte basal máximo

A diferencia del momento basal, el corte máximo registrado (V_{EXP}) tiene un comportamiento muy variable al comparar entre los muros y los ensayos efectuados a los mismos, tal como se aprecia en la Figura 5-19a. Cabe mencionar que M2 presenta un descenso del corte máximo entre C130 a C150, ocurre lo mismo en M4 al pasar de C100 a C130. Adicionalmente, el corte máximo de M1 y M5 varían en demasía en los ensayos C130 y C150. Dichos comportamientos indican que la consideración de un único máximo induce algún error en las mediciones.

Tabla 5-9: Corte Basal Máximo y Parámetros Relevantes, y Promedio de Máximos de cada Ensayo

Muro/ registro	V_{EXP} [kN·m]	t [s]	Δ [mm]	M_b [kN·m]	ϕ [1/m]	$M_b/$ ($V_{max} \cdot h_w$)	V_{EXP10} [kN]
M1	C010	0.26	10.830	2.3	0.28	0.003	0.22
	C100	3.73	9.785	37	2.83	0.106	3.10
	C130	3.87	10.825	19	2.16	0.082	3.53
	C150	4.21	9.605	25	2.52	0.110	3.80
	C200	4.97	9.290	12	1.81	0.131	4.13
	L100	2.60	31.835	113	3.71	0.188	2.27
	L150	3.10	28.725	159	3.75	0.465	2.51
M2	C010	0.24	10.835	1.4	0.21	0.003	0.19
	C100	3.17	10.215	25	1.81	0.045	2.47
	C130	3.96	8.785	10	2.54	0.082	2.87
	C150	3.44	11.000	19	1.74	0.077	3.12
	C200	5.04	8.820	29	1.76	0.012	4.38
	L100	2.36	28.740	54	3.27	0.140	2.03
M3	C010	0.23	10.385	1.5	0.24	0.002	0.18
	C100	4.29	9.790	36	3.48	0.054	3.24
	C130	4.85	10.815	29	2.97	0.049	3.87
	C150	5.10	9.590	29	2.88	0.081	4.03
	C200	5.36	9.285	15	2.20	0.058	4.75
	L100	2.88	32.430	106	3.22	0.067	2.42
	L150 ^a	3.98	29.645	147	4.83	0.241	2.81
M4	C010	0.07	27.060	0.4	0.08	0 ^c	0.06
	C100	3.79	9.785	41	3.13	0.072	3.11
	C130	3.53	9.735	7	0.64	0.051	3.27
	C150	4.08	10.745	4	0.84	0.072	3.78
	C200	5.16	9.280	5	1.26	0.074	4.38
	L100	2.48	31.055	77	3.23	0.121	2.22
	L150 ^a	4.00	29.845	157	4.95	0.402	1.88
M5	C010	0.21	9.165	1.5	0.19	0.001	0.16
	C100	3.55	9.770	33	2.74	0.089	2.85
	C130	4.30	10.795	32	2.76	^b	3.66
	C150	4.79	9.740	30	2.77	0.123	3.84
	C200 ^a	4.17	8.925	12	1.57	0.076	3.38

^a: Falla de la probeta durante el ensayo

^b: Sólo fue medida la aceleración de los niveles.

^c: El valor es tan pequeño que cae dentro del error del instrumento.

Tomando en cuenta estas consideraciones, se calcula un promedio de los 10 valores máximos de corte (V_{EXP10} , ver Figura 5-19b). Al hacer esta consideración, se observa un aumento sostenido en el corte a medida que aumenta la intensidad de la forzante. Además, se observa un corte basal similar para M1 y M5, que es de esperar, ya que no alcanzan la capacidad al corte, salvo en M5C200 en que el muro falla. Los valores característicos para el máximo corte y el corte promedio de 10 máximos se muestran en la Tabla 5-9.

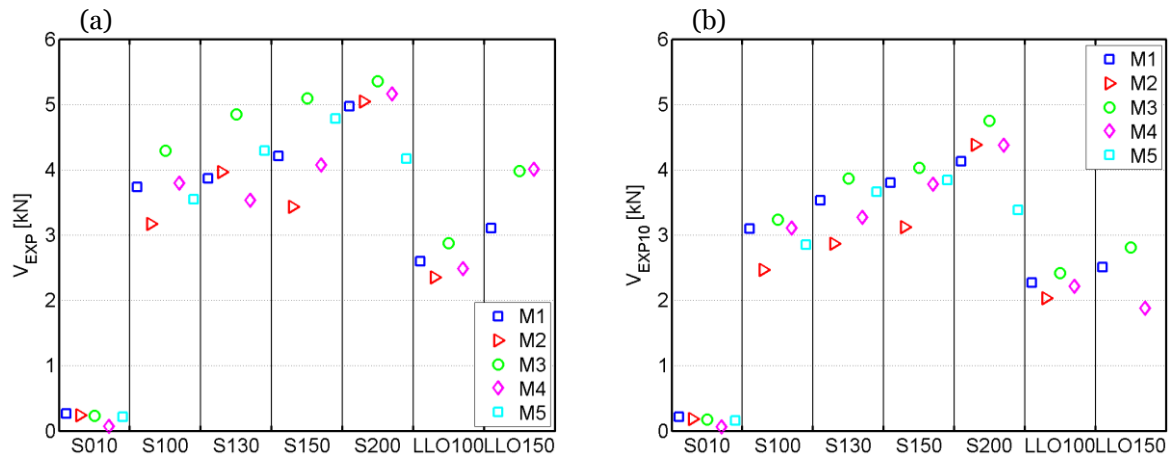


Figura 5-19: Corte Máximo (a) y Promedio de los 10 máximos (b) Medido Durante Ensayos.

El corte basal para los muros M1, M3, M4 y M5 es similar para cada ensayo. En C010 se tiene un corte de 0.14 ± 0.08 [kN], en tanto para C100, C130, C150 y C200 se tiene que es de 3.04 ± 0.19 [kN], 3.57 ± 0.30 [kN], 3.91 ± 0.13 [kN] y 4.44 ± 0.31 [kN] respectivamente, en el último valor se excluye M5C200 ya que en dicho ensayo el muro falla en el ensayo. El pasar de 3.04 [kN] a 4.44 [kN] significa un aumento del 46%. Al medir el parámetro para L100, se observa un valor de 2.32 ± 0.10 [kN], lo que significa un 31% menos que lo obtenido en C100. El valor de V_{10} en M2 es menor que para el resto de los muros ($\sim 20\%$ menor), salvo para el registro C200, en que es similar.

5.6.2 Altura de resultante de fuerzas horizontales

Uno de los parámetros que influye directamente en la amplificación del corte es la altura de la resultante de fuerzas horizontales, que resulta de la razón entre el momento basal y el corte basal, adicionalmente se normaliza por la altura total, de este modo,

$$\text{Altura resultante } Fzas = \frac{M_b}{V_b \cdot h_w} \quad (5-12)$$

Donde los parámetros son los ya explicitados. La altura de la resultante de fuerzas horizontales en función del corte basal, se grafica para una vecindad del corte máximo de ensayo en el Anexo G.12, a modo de ejemplo se exhibe la gráfica correspondiente a M1 en la Figura 5-20. Por otra parte, en la Tabla 5-9 se presenta el valor normalizado de la resultante para el máximo corte de cada ensayo.

Para el caso C010, la resultante de fuerzas horizontales de los muros bajas hasta los $0.46 \pm 0.06 h_w$. En tanto, el parámetro para los muros M1, M3, M4 y M5 en C100 llega a los $0.38 \pm 0.02 h_w$, descendiendo (excepto para M4) a los $0.29 \pm 0.02 h_w$, $0.28 \pm 0.01 h_w$ y $0.18 \pm 0.01 h_w$ para los ensayos C130, C150 y C200 respectivamente. M4 presenta un descenso mayor, llegando a los 0.09, 0.10 y 0.12 h_w para los últimos tres registros mencionados, al parecer esta diferencia se explicaría por el deslizamiento de las barras en la interfaz muro - fundación. Finalmente, estas probetas tienen una fuerza resultante a los $0.61 \pm 0.07 h_w$ y $0.58 \pm 0.01 h_w$ al aplicar las señales L100 y L150, similar a los 0.67 h_w que sugiere la distribución de esfuerzos asumiendo un triángulo invertido. El muro M2, para los registros C100 a L100, presenta respectivamente alturas de 0.27, 0.31, 0.24, 0.17 y 0.66 h_w .

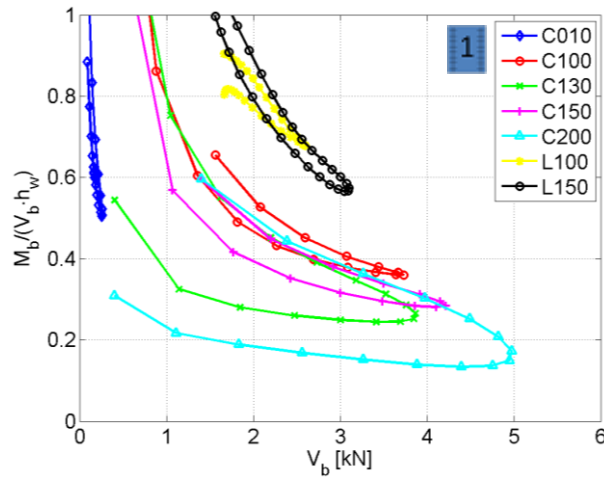


Figura 5-20: Altura de Resultante de Fuerzas Horizontales vs. Corte basal para M1 en el Entorno al Corte Máximo.

5.6.3 Caracterización del corte basal máximo

Tal como se observa en el Anexo G.11, en el instante de corte máximo se produce un perfil de aceleraciones en el alto del muro que presenta claros indicios de ser influenciado por modos superiores. Esta aseveración se puede corroborar visualmente al comparar con los modos teóricos de la estructura, que se esquematizan para M1 en la Figura 5-21, donde se aprecia el comportamiento de péndulo invertido en el caso del primer modo, a diferencia del segundo en que se produce una forma más cóncava, que es más parecido se aprecia experimentalmente en el Anexo ya mencionado.

Para poder cuantificar esta similitud a un determinado modo, se propone la utilización de lo que se denomina una Regresión Modal, descrita en detalle en el Anexo H, que básicamente consta de buscar por mínimos cuadrados la similitud a un modo determinado.

La participación que tiene cada modo en la respuesta total, para el instante de corte máximo, se muestra en la Tabla 5-10. Se observa una baja participación del primer modo en los registros C010 a C200, pasando de $12 \pm 7\%$ en C010 para ir disminuyendo progresivamente a $4 \pm 2\%$, $2 \pm 1\%$, $2 \pm 0\%$ y $1 \pm 1\%$ en los sucesivos ensayos. En tanto, para la misma serie de ensayos, se observa una participación más o menos pareja del segundo modo, salvo en C010 que es algo menor, del $57 \pm 13\%$, $66 \pm 3\%$, $72 \pm 4\%$, $68 \pm 9\%$ y $61 \pm 10\%$, en tanto que aumenta progresivamente (salvo C010) la del tercer modo, siendo de $17 \pm 7\%$, $13 \pm 2\%$, $15 \pm 3\%$, $16 \pm 6\%$ y $21 \pm 5\%$. El hecho de que el tercer modo participe, a pesar de la baja energía que presenta este modo en general para los ensayos (ver sección 5.3.2), se debe al enfoque local que se

da en esta parte del estudio. Los registros L100 y L150 presentan una participación del primer modo más importante, del $57 \pm 8\%$ (excepto M3L100) y $43 \pm 6\%$ respectivamente, en tanto para el segundo y tercer modo son de $33 \pm 13\%$ (excepto M3L100) y $10 \pm 5\%$ para ambos registros.

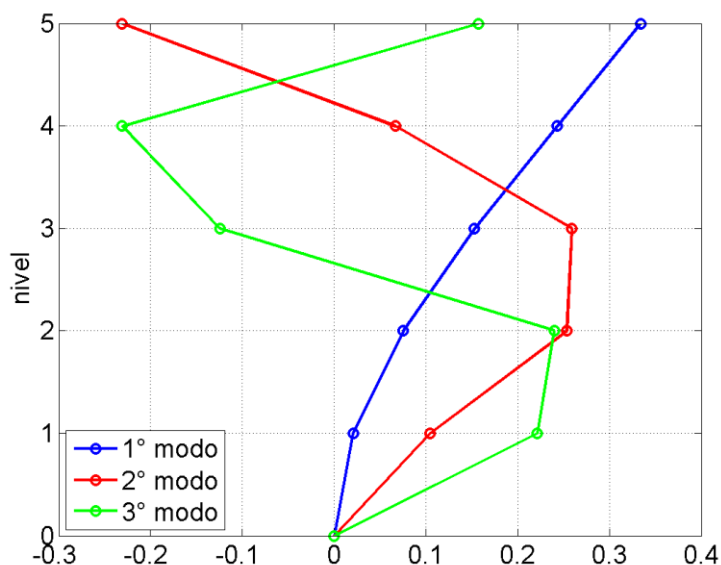


Figura 5-21: Esquema de los primeros 3 modos de M1.

Tabla 5-10: Participación de Modos y Reducción Respecto a Respuesta Lineal para Instante de Corte Basal Máximo.

Muro/ registro	part. 1° modo	part. 2° modo	part. 3° modo	Muro/ registro	part. 1° modo	part. 2° modo	part. 3° modo		
M1	C010	19%	53%	14%	M4	C010	16%	66%	10%
	C100	4%	69%	11%		C100	5%	67%	15%
	C130	1%	76%	12%		C130	2%	67%	19%
	C150	1%	78%	10%		C150	2%	66%	20%
	C200	1%	67%	20%		C200	3%	52%	25%
	L100	65%	25%	6%		L100	48%	38%	6%
	L150	38%	42%	7%		L150 ^a	49%	20%	15%
M2	C010	7%	55%	17%	M5	C010	5%	44%	24%
	C100	2%	68%	15%		C100	4%	69%	13%
	C130	3%	76%	13%		C130	2%	75%	13%
	C150	1%	61%	18%		C150	2%	60%	21%
	C200	0%	69%	16%		C200 ^a	1%	71%	18%
	L100	62%	27%	5%		^a : Colapso de la probeta durante el ensayo			
	M3	C010	9%	71%		10%			
C100		5%	62%	16%					
C130		2%	67%	17%					
C150		2%	59%	21%					
C200		0%	51%	27%					
L100		28%	45%	14%					
L150 ^a		46%	25%	12%					

5.6.4 Envoltente de Corte

Las envoltentes de corte en la altura para cada ensayo se grafican en el Anexo G.10. A diferencia de las envoltentes de momento, estas no siguen un patrón sencillo a agrupar. Basta señalar que, en varios de los muros, para las señales C100 a C200, se evidencia amplificación de corte al presentar un mayor corte para el 4° nivel que para el 3°, lo cual significa la participación de modos superiores en la respuesta máxima.

5.6.5 Comportamiento Histerético

Tal como ocurre en el caso anterior, no se tiene un patrón en la histéresis de corte basal en función del desplazamiento de techo (ver Anexo G.9), además de que éste aumenta progresivamente entre los ensayos. Se puede afirmar de los gráficos la influencia de los modos superiores en esta respuesta, al presentar un comportamiento más bien errático al compararlo con el de las histéresis de momento basal (ver Anexo G.5), apartado de la correlación proporcional que tendría en caso de ser función del primer modo.

5.7 VALIDACIÓN DEL MODELO CON C010

A fin de poder utilizar los modelos lineales, cerciorando que correspondan con los resultados experimentales, se compara el máximo de desplazamiento de techo, y corte y momentos basales obtenidos de los ensayos C010 con los que se obtienen de un modelo ME y el máximo de uno THL, usando la forzante efectivamente medida. Los modelos son flexurales con masas concentradas según se indica en el Anexo A, con amortiguamiento del 5% del crítico, y reducción de EI según lo indicado en 5.3.4, medido en estos ensayos (C010) que se considera el valor de diseño.

Tabla 5-11: Comparación de Resultados Experimentales y Teóricos para C010

Muro	ME			THL		
	Δ_{EXP}/Δ_{ME}	V_{EXP}/V_{ME}	M_{EXP}/M_{ME}	Δ_{EXP}/Δ_{ME}	V_{EXP}/V_{ME}	M_{EXP}/M_{ME}
M1	1.01	0.88	1.03	1.04	0.96	1.05
M2	0.77	0.84	1.01	0.79	0.97	1.06
M3	0.81	0.84	0.97	0.83	0.93	0.95
M4	1.08	1.08	0.98	1.17	1.06	1.00
M5	1.18	0.91	0.95	1.21	0.98	0.95
Promedio	0.97	0.91	0.99	1.01	0.98	1.00
±	0.21	0.17	0.04	0.22	0.08	0.05

Los resultados se tabulan en la Tabla 5-11. Se aprecia que el modelo ME tiene una diferencia de hasta un 23% para Δ_{techo} , V_b de hasta 16% y M_b de 5%. Por otra parte, la diferencia con el modelo THL disminuye a máximo del 21% para V_b y se mantiene menor al 7% para V_b y M_b . La diferencia con el desplazamiento puede explicarse por los reducidos valores para este evento, menores a 2.6 [mm], que provienen de una doble integración que también incluye un error. En el caso modal espectral, tal como se menciona en o el modelo tiene un error al estimar los periodos, que son los valores de entrada para el espectro, lo que repercutiría en el error en particular del corte basal, que es sensible al valor del segundo modo.

5.8 AMPLIFICACIÓN DEL CORTE

5.8.1 Criterios de amplificación

Tal como se presenta al principio del documento, en la sección 2.1.2, para el estudio se usa una definición de amplificación del corte que contrasta la razón del corte y momento experimentales, con el corte y momento obtenidos por medio de un método lineal. Para comprender a cabalidad el trasfondo teórico, y detallar los procedimientos de cálculo a utilizar, se proporciona la siguiente sección.

La forzante utilizada en los ensayos, basada en Constitución 2010 escalada en el tiempo, proporciona un espectro de aceleraciones distinto al definido por la norma (escalado también en tiempo) como se indica en la Figura 5-22a. Esto se debe a que el espectro a que el espectro de la norma considera una envolvente a los primeros registros obtenidos durante el sismo de febrero de 2010 (INN, 2012) pero que puede ser ampliamente superado por los sismos medidos en el mismo (ver Figura 5-22b) ajustándose más bien a un promedio de algunos de los sismos importantes. En línea con este promedio, se utiliza un promedio de los 10 mayores valores medidos en cada ensayo para medir el corte basal y el momento volcane, que muestra resultados consistentes (ver sección 5.5.1 y 5.6.1). Además esta consideración busca sopesar el escepticismo generado de observar un gran aumento de corte en un único máximo de entre 0.02-0.03 [s] (Paulay, 2007).

Usando estas consideraciones, tal como se observa en las Tablas Tabla 5-9 y Tabla 5-8, se tiene en M1C100 un $V_{EXP10} = 3.10$ [kN] y $M_{EXP10} = 2.91$ [N·m] ($M_b/V_b = 0.45 \cdot h_{tot}$). En tanto, si se consideran los esfuerzos de diseño, es decir del modelo ME del modelo flexural definido en el Anexo A, con la inercia bruta y $R=1.6$ (ver sección 3.1.1), se tiene un corte basal $V_{ME} = 2.14$ [kN] y un momento basal de $M_{VE} = 3.08$ [kN·m] ($M_b/V_b = 0.68 \cdot h_{tot}$). Luego, contrastando los valores experimentales y los de diseño, se tiene $M_{EXP10}/M_{ME} = 0.95$ y $V_{EXP10}/V_{ME} = 1.45$, precisando un aumento del corte en comparación con el de diseño.

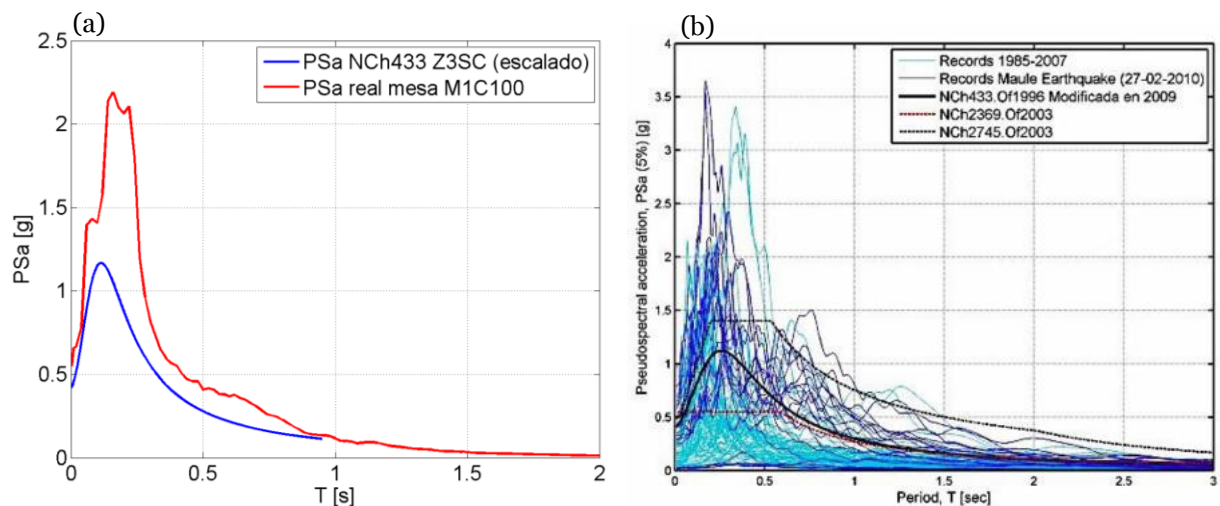


Figura 5-22: Pseudo espectro de aceleraciones ($\beta=5\%$): (a) Escalado en tiempo NCh433 (Z3SC) y aplicado en la mesa para el ensayo M1C100; (b) varios registros chilenos y NCh433 (Z3SII), entre otras (Lagos, et al. 2012).

Por otro lado, tal como es observable en la Figura 5-22a y mencionado anteriormente, la forzante aplicada a la estructura no corresponde a la de diseño, además que varía de ensayo en ensayo. Para realizar una comparación que no dependa del código de diseño utilizado, se utiliza el espectro de aceleraciones de la forzante real aplicada a cada ensayo en particular. Además, se reduce la inercia bruta

por el promedio de la reducción de EI_g para los modos 1° y 2°, a fin de ajustarlo a los periodos de vibrar medidos en C010, que corresponde al caso elástico de diseño. Tal como se observa en la Tabla 5-5, para M_1 se utiliza el valor de $0.42 \cdot EI_g$. Del mismo modo que en el caso anterior, se considera un promedio de los 10 mayores valores para el corte y momento basal.

Aplicando los criterios descritos en el párrafo anterior, El corte basal calculado es $V_{ME} = 3.93$ [N] y el momento volcante de $M_{ME} = 4.57$ [kN·m] ($M_b/V_b = 0.55 \cdot h_{tot}$). Si se normaliza el corte por M_L/M_{EXP} , para el caso en estudio se tiene $M_{ME}/M_{EXP10} = 1.57$, y un factor amplificación del corte de $\omega_V = 1.23$, según la definición original de la fórmula (2-2). En la Tabla 5-12 se resumen los valores relevantes del estudio.

El modelo ME es el preferido para el diseño, sin embargo, una mejor representación de la respuesta de la estructura es ofrecida por un modelo tiempo-historia (ver 5.7). Para los análisis se ha preferido un modelo tiempo-historia lineal (THL) basado en la suma de la respuesta modal en el tiempo, aplicando el amortiguamiento de 5% del crítico, directamente a cada modo.

Tabla 5-12: Resumen Consideraciones para Definir Criterio de Amplificación.

	Experimental (prom. 10 máx.) (M1 C100)	Espectro Diseño (NCh433)	Espectro medido M1C100
V_b [kN]	3.10	2.14 ^a	2.51 ^a
M_b [kN·m]	2.91	3.08 ^a	2.90 ^a
R	-	1.6	-
M_{ME}/M_{EXP10}	-	-	1.57
EI/EI_g	-	1	0.42
M/V	0.45	0.68	0.55
ω_V	-	1.49	1.23

^a: valor reducido según el factor R, es decir V_b/R y M_b/R respectivamente.

Además, para evitar la arbitrariedad del factor de modificación de la respuesta R y del factor de sobrerresistencia, que se debe aplicar al corte obtenido por medio de modelos lineales, se prefiere normalizar por la razón entre el momento volcante lineal (máximo o promedio de 10 valores máximos) en el momento basal experimental máximo, o promedio según corresponda. Se contemplan cuatro procedimientos para calcular la amplificación del corte no lineal, presentadas a continuación,

$$\omega_{VME1}^* = \frac{V_{EXP}}{V_{ME} / \frac{M_{ME}}{M_{EXP}}} \quad (5-13)$$

$$\omega_{VME10}^* = \frac{V_{EXP10}}{V_{ME} / \frac{M_{ME}}{M_{EXP10}}} \quad (5-14)$$

$$\omega_{VTHL1}^* = \frac{V_{EXP}}{V_{THL} / \frac{M_{THL}}{M_{EXP}}} \quad (5-15)$$

$$\omega_{V_{THL10}}^* = \frac{V_{EXP10}}{V_{THL10} / \frac{M_{THL10}}{M_{EXP10}}} \quad (5-16)$$

Donde V_{EXP} y M_{EXP} son el corte basal y momento basal máximos obtenidos experimentalmente, en tanto V_{EXP10} y M_{EXP10} son el promedio de los 10 máximos de la misma fuente. V_{ME} y M_{ME} son el corte y momento calculados del modelo ME que describe al correspondiente muro y utiliza como espectro el medido experimentalmente. V_{THL} y M_{THL} son los máximos obtenidos de un modelo modal THL con la aceleración basal efectiva registrada en cada ensayo, análogamente V_{THL10} y M_{THL10} se calculan del mismo modo que los anteriores, pero considerando un promedio de 10 valores máximos. Estos valores, al incorporar todos los modos, representan el aumento inelástico del corte respecto del valor lineal. Por los argumentos entregados previamente, se prefiere el procedimiento de la fórmula (5-16).

En tanto, el aumento del corte respecto al del diseño utilizando sólo el modo fundamental, se obtiene mediante,

$$\omega_{V_{ME1}} = \frac{V_{EXP}}{V_{ME,1} / \frac{M_{ME,1}}{M_{EXP}}} \quad (5-17)$$

En que $V_{ME,1}$ y $M_{ME,1}$ es el corte y el momento del primer modo obtenido de un modelo ME, amplificado por la razón de la masa total en la participación de masa del primer modo, a fin de semejar el resultado a un modelo estático. Finalmente, a fin de comparar la amplificación inelástica por los métodos descritos, se proporciona el valor de la amplificación lineal, que es la razón entre considerar todos los modos y sólo el fundamental. Notar que $\omega_V = \omega_{V_{ME1}}^* \cdot \omega_{VL}$

$$\omega_{VL} = \frac{V_{ME}}{V_{ME,1}} \quad (5-18)$$

5.8.2 Resultados de amplificación

Los resultados de amplificación se presentan en la Figura 5-23 y en la Tabla 5-13. Tal como se describió para el corte basal en sección 5.6.1, los resultados de amplificación cobran más sentido al considerar un promedio de máximos en lugar de un único máximo (ver Figura 5-23b, d). Revisando en detalle los valores del caso de 10 máximos y el modelo THL, se observa un comportamiento homogéneo para los muros, de hecho al comparar entre ensayos se obtiene una media y dispersión de 1.04 ± 0.09 para C010, que aumenta a 1.26 ± 0.09 , 1.64 ± 0.13 , 1.8 ± 0.15 y 2.01 ± 0.38 para los ensayos C100, C130, C150 y C200 respectivamente. En tanto para los registros L100 y L150 se obtiene una amplificación de $1.10 \pm .06$ y 1.22 ± 0.06 . Estos valores son consistentes en el sentido de entregar un valor cercano a 1 para C010, en que se mantiene lineal el muro, y por tanto debiera ser bien representado por un modelo lineal, mientras que aumenta progresivamente de C100 a C200, que son señales ricas en altas frecuencias, mientras que disminuye para L100 y sólo crece un poco en L150.

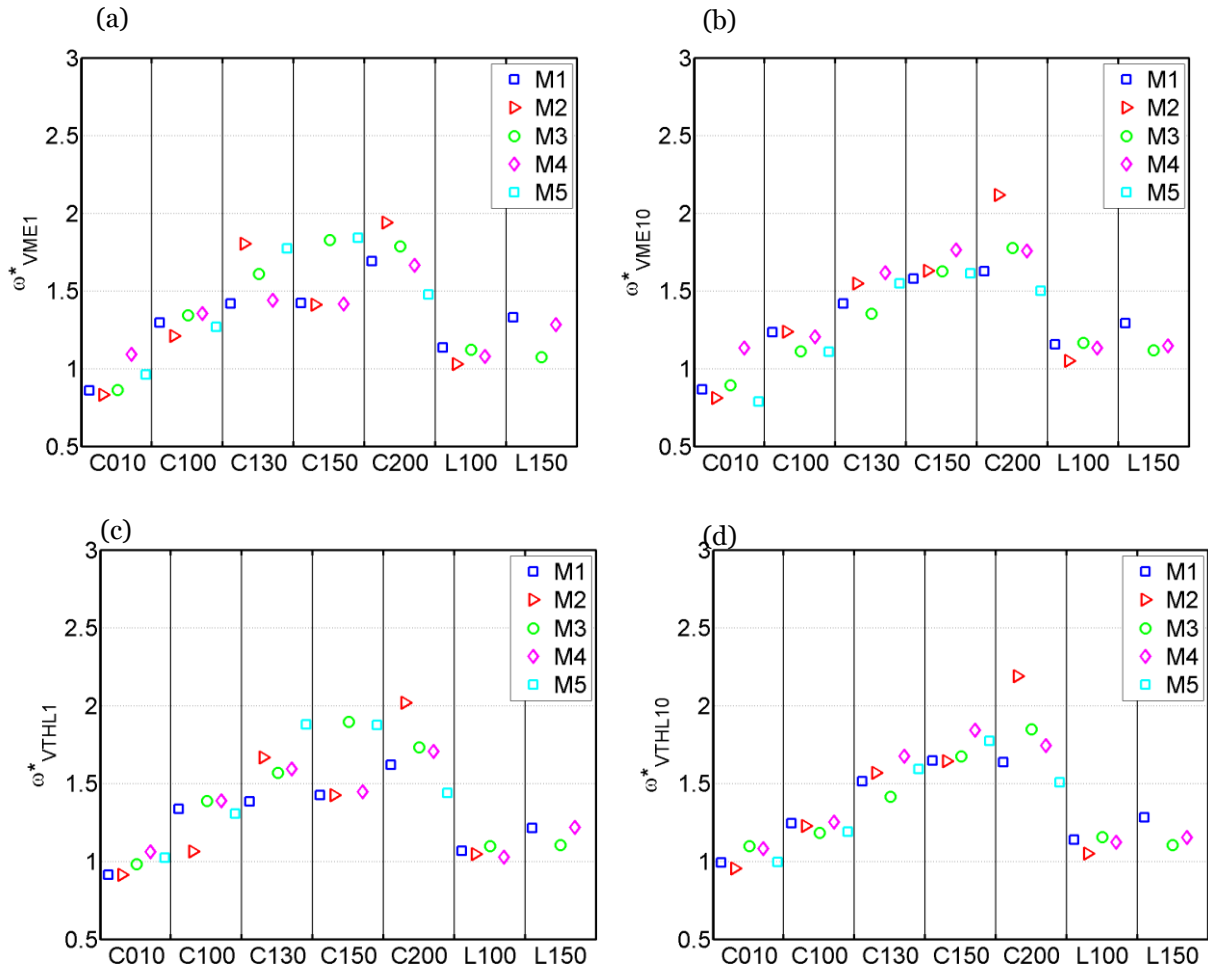


Figura 5-23: Amplificación del Corte según: (a) ME y máx., (b) ME y 10 máximos, (c) THL y máx., y (d) THL y 10 máximos.

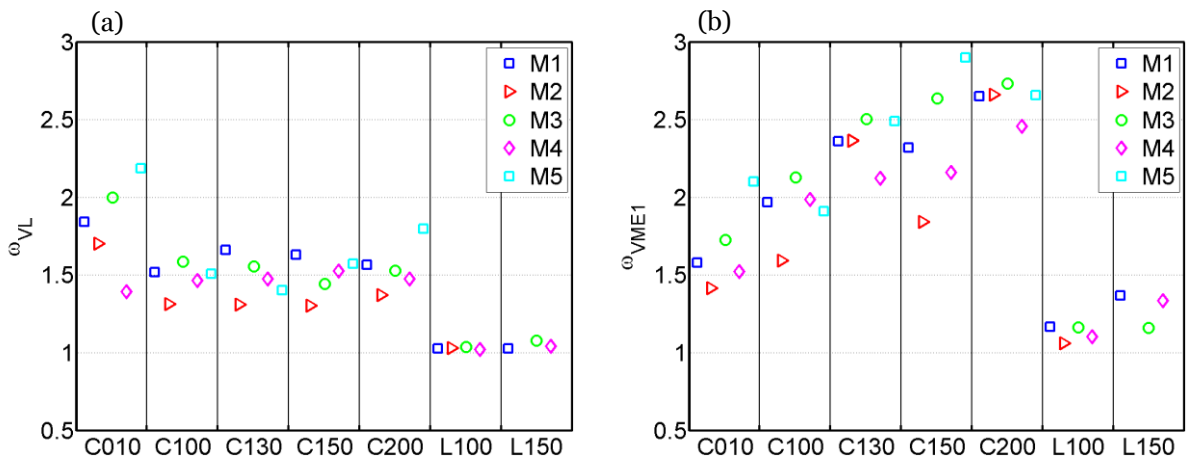


Figura 5-24: Amplificación Dinámica del Corte basal: (a) componente lineal y (b) Amplificación inelástica total

La amplificación de considerar todos los modos de vibrar en comparación con considerar sólo el fundamental, ajustado a un modelo estático (ω_{VL}) es moderada y siendo para C010 de 1.24 ± 0.25 , y de 1.09 ± 0.14 para los registros de C100 a C200, subestimando el modelo ME en un $27 \pm 3\%$ en L100 y L150. En tanto la amplificación dinámica al comparar la respuesta inelástica con la lineal del modo fundamental (ω_V) tiene valores de 1.60 ± 0.24 , 1.80 ± 0.23 , 2.23 ± 0.18 , 2.28 ± 0.46 y 2.50 ± 0.13

para C010 a C200, mientras que para L100 y L150 es de 1.11 ± 0.05 y 1.26 ± 0.11 . Estos valores son mayores que los obtenidos de comparar con el modelo lineal con todos los modos (ω_{VME1}^*), de hecho, son un 80% mayores en el caso de C010, 43% en los casos C100 a C200 y un 4% para L100 y L150.

Tabla 5-13: Resultados de Amplificación Dinámica del Corte Basal.

Muro/ registro	ω_{VL}	ω_V	ω_{VME1}^*	ω_{VME10}^*	ω_{VTHL1}^*	ω_{VTHL10}^*	
M1	C010	1.26	1.45	0.86	0.87	0.92	0.99
	C100	1.04	1.87	1.30	1.23	1.34	1.24
	C130	1.13	2.21	1.42	1.42	1.39	1.51
	C150	1.11	2.18	1.42	1.58	1.43	1.65
	C200	1.07	2.51	1.69	1.63	1.62	1.64
	L100	0.70	1.16	1.14	1.16	1.07	1.14
	L150	0.70	1.37	1.33	1.29	1.22	1.28
M2	C010	1.25	1.36	0.83	0.81	0.92	0.96
	C100	0.96	1.57	1.21	1.24	1.06	1.23
	C130	0.96	2.33	1.81	1.55	1.67	1.57
	C150	0.95	1.81	1.41	1.63	1.43	1.64
	C200	1.01	2.61	1.94	2.12	2.02	2.19
	L100	0.75	1.06	1.03	1.05	1.05	1.05
	M3	C010	1.42	1.59	0.86	0.89	0.98
C100		1.12	2.04	1.34	1.11	1.39	1.19
C130		1.10	2.40	1.61	1.35	1.57	1.42
C150		1.02	2.56	1.83	1.63	1.90	1.68
C200		1.08	2.63	1.79	1.78	1.73	1.85
L100		0.73	1.16	1.12	1.17	1.10	1.16
L150 ^a		0.76	1.15	1.07	1.12	1.10	1.11
M4	C010	0.99	1.48	1.09	1.13	1.06	1.08
	C100	1.04	1.92	1.36	1.20	1.39	1.25
	C130	1.04	2.05	1.44	1.62	1.59	1.67
	C150	1.08	2.08	1.42	1.76	1.45	1.84
	C200	1.04	2.37	1.66	1.76	1.70	1.74
	L100	0.72	1.10	1.08	1.13	1.03	1.12
	L150 ^a	0.74	1.33	1.28	1.15	1.22	1.15
M5	C010	1.49	1.84	0.96	0.79	1.02	1.00
	C100	1.03	1.82	1.27	1.11	1.31	1.19
	C130	0.96	2.40	1.77	1.55	1.88	1.59
	C150	1.07	2.74	1.84	1.61	1.88	1.77
	C200 ^a	1.23	2.45	1.48	1.50	1.44	1.51

^a: Colapso de la probeta durante el ensayo

5.8.3 Correlación de la amplificación del corte con otros parámetros

Para ver la posible dependencia de la amplificación del corte de otros parámetros, se grafican la amplificación en función de la Intensidad de Arias (I_a), periodo fundamental (T_1) y demanda de ductilidad (Δ_{techo}). Estos gráficos para todos los métodos de amplificación se presentan en los Anexos G.13, G.14 y G.15 respectivamente. En esta sección sólo se incluyen los gráficos obtenidos a partir del modelo THL con el promedio de 10 máximos, en las Figuras Figura 5-25a, b y c respectivamente, en que se distinguen los registros L100 y L150 al enlazarlos con una línea punteada.

Al comparar la amplificación con T_1 y Δ_{techo} se observa alguna correlación entre los valores de una misma señal, sin embargo, no hay relación entre registros generados con Constitución 2010 y los de Lollole 1985. A pesar de esto, las curvas para estos gráficos de M3 y M4 (muros con abertura central) están por sobre los muros lisos, excepto al comparar con M2, que tiene un periodo diferente. Por otra parte, una mejor correlación se observa al usar como parámetro la Intensidad de Arias.

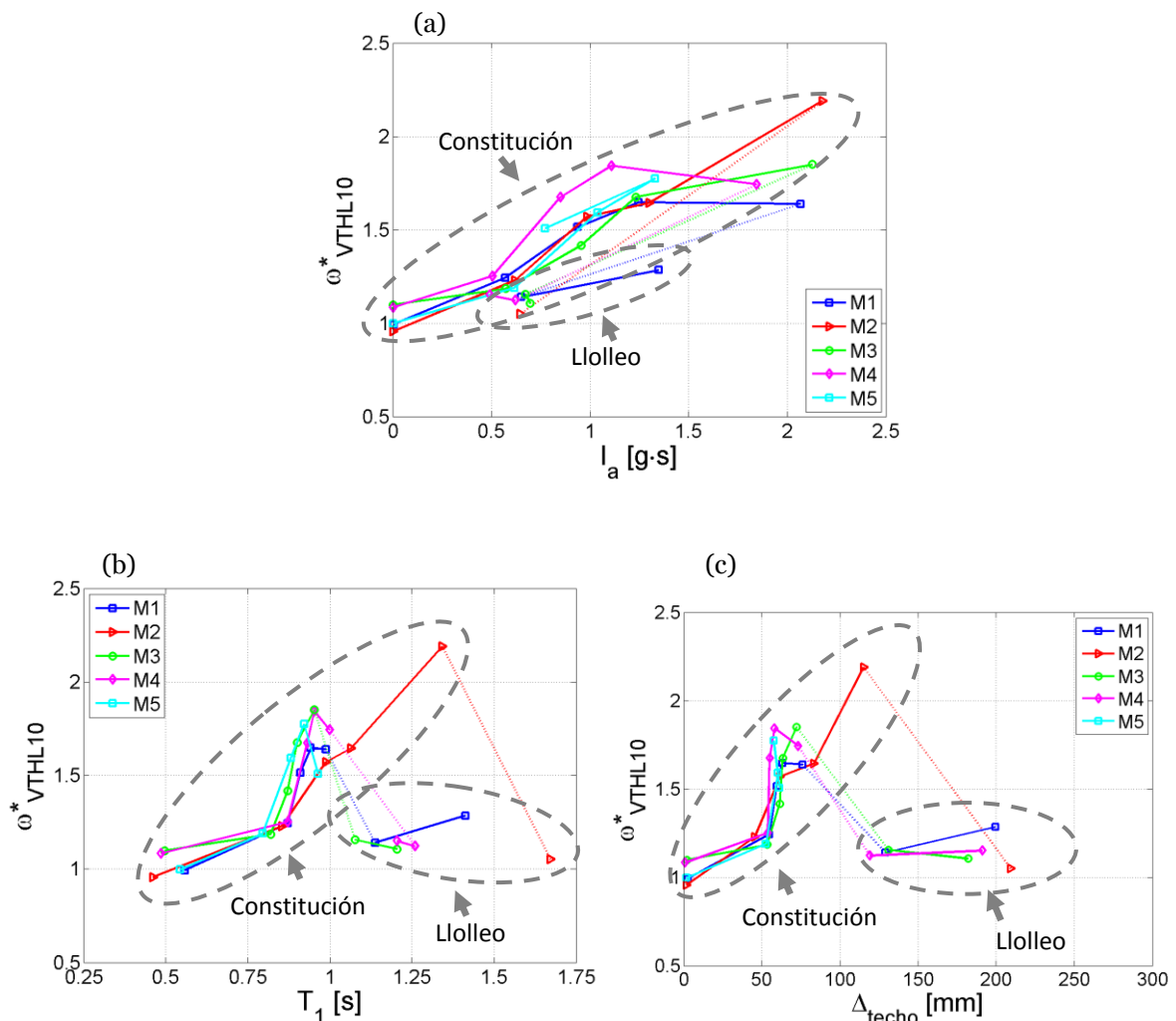


Figura 5-25: Amplificación dinámica inelástica del Corte vs. Intensidad de Arias (a), Periodo fundamental aparente(b) y Desplazamiento máximo de techo (c) en los Ensayos.

5.8.4 Comparación con literatura

La literatura propone numerosas formulaciones para cuantificar la amplificación dinámica del corte. Tal como se trató en la Revisión Bibliográfica, cada autor deriva sus formulaciones a partir de análisis paramétricos o teóricos, asentando dichos resultados en una serie de consideraciones, que en algunos casos pudiesen estar ligados a disposiciones locales. Para el estudio en cuestión, se comparan los resultados experimentales de amplificación con las propuestas de tres trabajos: Blakeley et al (1975), incluido en código neozelandés (1982); Eibl y Keintzel (1988), incluido en el código europeo (1993), y de Priestley et al. (2007). Los valores obtenidos de estas formulaciones se pueden comparar directamente con los resultados experimentales, ya que el factor de amplificación no tiene escala (ver sección 3.3). Aun cuando las formulaciones a utilizar ya han sido citadas, para poder compararlas con los resultados experimentales requieren un mayor nivel de detalle que amerita volver a explicitarlas.

Blakeley, et al. (1975) propone,

$$\omega_V = 1.3 + n/30 \leq 1.8 \quad (5-19)$$

Cuando el número de pisos (n) es mayor que 6. Se consideran los niveles del prototipo, esto es n = 8, luego $\omega_V = 1.57$, valor que podría modificarse si se utilizara otra escala. Cabe destacar que el autor en su estudio compara el resultado del modelo no lineal con el corte de diseño proveniente de un modelo estático, por tanto este valor debe compararse con el ω_{VME1} definido de los resultados.

La amplificación del corte según Eibl y Keintzel (1988), es,

$$\omega_V = K\gamma \sqrt{\left(\frac{M_y}{KM_I}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{\max S_{ad}}{Sa(T_1)}\right)^2} \leq K \quad (5-20)$$

Los parámetros son explicados en la sección 2.2.3. Para el caso en estudio se considera el modelo lineal con la inercia de diseño (calibrada con el EI de C010) con la forzante respectiva de cada ensayo y los valores reales de diseño (Anexo D.2). Luego, $M_y = 3.3 [kN \cdot m]$ el momento de fluencia de la sección, $K = M_{ME,1}/M_y$ (para todos los efectos $M_{ME,1}$ está amplificado para considerar el 100% de la masa en el 1° modo) el factor de modificación según la demanda de momento lineal del modelo ME (notar que K pierde sentido si la demanda de momento es menor a la fluencia), $M_I = M_{ME,1}/K$ el momento del primer modo del análisis ME reducido, $\max S_{ad} = Sa(T_2)$ la ordenada del segundo modo en el espectro de aceleraciones, según el planteamiento original de la expresión, y $Sa(T_1)$ el respectivo al periodo fundamental, con T_1 y T_2 los periodos medidos del registro C010, considerados los valores de diseño, y Sa el medido para cada ensayo. $\gamma = 1$ según las recomendaciones de diseño del autor. Nuevamente esta fórmula considera un corte de diseño basado en el primer modo, por lo que se debe comparar con el ω_{VME1} definido de los resultados. Sin embargo, una pequeña modificación en la formulación, favorece la comparación con un modelo lineal que considere un número suficiente de modos. De este modo se define,

$$\omega_V^* = \gamma \sqrt{\left(\frac{Q_1}{K \cdot Q_I} \frac{M_y}{M_I}\right)^2 + \left(\frac{Q_2}{Q_I}\right)^2} \leq K \quad (5-21)$$

en que los valores son los definidos anteriormente, salvo que $M_I = M_{ME}/K$ y adicionalmente se define $Q_I = Q_{ME}/K$ y $Q_i = Q_{ME,i}$, ya que se usan los valores del análisis ME (con el espectro del ensayo) con suficientes modos y reducido, y el del corte del segundo modo sin reducir. Este valor de ω_V^* es comparable con ω_{VME1}^* .

Finalmente, Priestley et al. (2007) estipula que,

$$V_a = \sqrt{(V_1)^2 + \mu^2\{(V_2)^2 + (V_3)^2 + \dots\}} \quad (5-22)$$

que es la formulación propuesta según V_1, V_2 , etc. del espectro inelástico de acuerdo al código neozelandés (NZS4203). Sin embargo, la expresión en que se basa esta propuesta es la siguiente,

$$V_a = \sqrt{(V_{1i})^2 + (V_{2Ei})^2 + (V_{3Ei})^2 + \dots} \quad (5-23)$$

en que V_{1i} es el menor ente el corte elástico y la respuesta dúctil del primer modo, y V_{2Ei}, V_{3Ei} , etc. son los valores elásticos de corte de los modos respectivos. Se aplica esta fórmula según los mismos principios propuestos para Eibl y Keintzel referentes al modelo lineal aplicado y la forzante de cada ensayo. Luego $V_{1i} = V_{ME,1}/R$ con $R = M_{ME}/M_y$ ($M_y = 3.3[kN \cdot m]$) (R pierde sentido si $M_{ME} < M_y$), y $V_{kEi} = V_{ME,k}$ para el modo k. Al dividir esta estimación (V_a) por V_{ME}/R se obtiene un factor comparable a ω_{VME1}^* , mientras que si se considera en el denominador $V_{ME,1}/R$ se obtiene ω_{VME1} .

Tomando en cuenta estas distinciones, se obtienen los resultados de la Tabla 5-14. La formulación propuesta por Blakeley, et al. tiene una diferencia del 30% en promedio respecto al valor experimental, llegando a subestimarlos en un 59% (M2C200), además de ser invariante ante otros parámetros (distintos de n_{pisos}) como se observa en la Figura 5-26a. La estimación de Eibl y Keintzel de ω_V tiene un ajuste mejor, que de considerar una regresión lineal, centrada en cero, respecto al valor experimental es $R^2=0.46$ (ver Figura 5-26a). En tanto, la regresión obtenida con los valores de Priestley tiene una pendiente con un calce perfecto de 1, y una mejor correlación de $R^2=0.69$.

Tabla 5-14: Amplificación Experimental y de la Literatura.

Muro/ registro									
	Blakeley	Eibl y Keintzel	Priestley	ω_{VME1}	Eibl y Keintzel ¹	Priestley	ω_{VME1}^*	ω_{VTHL10}^*	
M1	C010	1.57	-	-	1.54	-	-	0.92	0.98
	C100	1.57	1.93	1.78	1.97	1.21	1.23	1.37	1.41
	C130	1.57	2.53	2.47	2.30	1.57	1.59	1.48	1.44
	C150	1.57	2.95	2.75	2.78	1.78	1.80	1.81	1.82
	C200	1.57	3.94	3.37	2.77	2.25	2.28	1.87	1.79
	L100	1.57	1.59	1.26	1.09	1.21	1.23	1.07	1.01
	L150	1.57	1.91	1.51	1.37	1.45	1.47	1.33	1.22
M2	C010	1.57	-	-	1.70	-	-	1.04	1.14
	C100	1.57	1.91	1.54	1.76	1.18	1.19	1.36	1.19
	C130	1.57	2.41	1.84	2.10	1.41	1.42	1.63	1.50
	C150	1.57	2.78	2.04	2.72	1.57	1.59	2.12	2.14
	C200	1.57	3.91	2.86	3.61	2.11	2.13	2.68	2.79
	L100	1.57	1.89	1.37	1.32	1.32	1.33	1.28	1.30
	L150 ^a	1.57	2.89	2.10	1.36	1.92	1.96	1.26	1.30
M3	C010	1.57	-	-	1.59	-	-	0.86	0.98
	C100	1.57	1.83	1.86	2.04	1.21	1.23	1.34	1.39
	C130	1.57	2.46	2.28	2.40	1.52	1.53	1.61	1.57
	C150	1.57	2.90	2.33	2.14	1.64	1.67	1.53	1.59
	C200	1.57	3.84	3.28	2.88	2.21	2.23	1.96	1.90
	L100	1.57	1.73	1.34	1.16	1.28	1.29	1.12	1.10
	L150 ^a	1.57	2.89	2.10	1.36	1.92	1.96	1.26	1.30
M4	C010	1.57	-	-	1.34	-	-	0.99	0.97
	C100	1.57	1.82	1.68	1.99	1.18	1.19	1.41	1.44
	C130	1.57	2.38	2.06	2.26	1.43	1.45	1.59	1.76
	C150	1.57	2.79	2.46	2.71	1.66	1.68	1.85	1.89
	C200	1.57	3.70	3.03	2.75	2.11	2.13	1.93	1.97
	L100	1.57	1.42	1.21	1.06	1.17	1.19	1.04	1.00
	L150 ^a	1.57	2.14	1.59	1.30	1.51	1.53	1.25	1.19
M5	C010	1.57	-	-	1.84	-	-	0.96	1.02
	C100	1.57	2.04	1.83	1.82	1.25	1.28	1.27	1.31
	C130	1.57	2.69	2.04	2.40	1.48	1.51	1.77	1.88
	C150	1.57	3.09	2.72	2.35	1.80	1.83	1.58	1.61
	C200 ^a	1.57	2.97	3.16	2.41	1.89	1.91	1.46	1.42
Prom $\left(\frac{\omega_{V(LIT)}}{\omega_{V(EXP)}}\right)$	0.83	1.24	1.04		1.03	1.04			
Desv. Estándar	0.30	0.26	0.18		0.17	0.18			

¹: No es la fórmula original propuesta, sino una modificada, ver Ecuación

Finalmente se comparan los valores de ω_V^* obtenidos según las formulaciones de Eibl y Keintzel (fórmula modificada), y Priestley, con los valores experimentales de ω_{VME1}^* en la Figura 5-26b. Ambas resultan en valores muy similares, ya que ambas derivan de la misma teoría, pero Eibl y Keintzel considera sólo los primeros dos modos, en tanto que Priestley los considera todos pero del tercero en adelante tienen poco impacto. La pendiente de la regresión lineal, centrada en cero, se ajusta perfectamente en 1, sin embargo la correlación es sólo de 0.3, debido principalmente a que al dividirse los datos por $V_{ME} > V_{ME,1}$ los datos se agrupan en valores menores, disminuyendo su covarianza, en tanto que la varianza los datos teóricos y experimentales varía poco. Esta correlación puede mejorar eliminando los valores de M2C150, M2C200 y M3L150, obteniendo $R^2 = 0.64$. Esta diferencia se debe a que las formulaciones subestiman los resultados de M2, lo que en parte es correcto, ya que el valor del corte obtenido experimentalmente es menor para este caso (ver 5.6.1) y de hecho se observa de usar un modelo THL. Mientras que sobreestima el valor de M3L150 debido a que el PSa de este registro presenta un máximo pronunciado a los 0.88 [s] (ver Figura 5-6) que corresponde al segundo modo de la estructura de diseño y que es el valor usado en las formulaciones, en tanto que el valor experimental del periodo segundo modo es mucho mayor, no viéndose afectado por este salto sorpresivo.

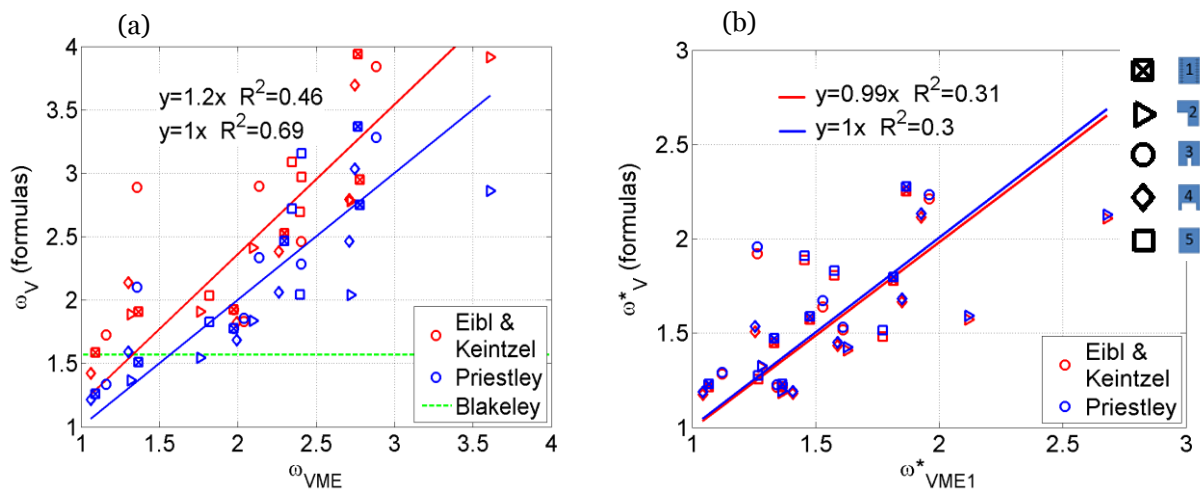


Figura 5-26: Amplificación Teórica vs Experimental: (a) ω_V y (b) ω_V^* .

A fin de detallar los valores aplicados en las formulaciones de amplificación utilizadas se incluyen las tablas presentadas a continuación. En la Tabla 5-15 se detallan los parámetros a utilizar en la formulación de Eibl y Keintzel, en que se diferencia $M_{I,1}$ de M_I , que corresponden al momento de diseño de considerar el primer modo o la combinación. En tanto, en la Tabla 5-16 se muestran los valores del corte para cada modo sin reducir, el corte de la combinación SRSS (V_{comb}) y V_a , el corte amplificado obtenido de la formulación de Priestley.

Tabla 5-15: Parámetros Aplicados en el Cálculo de Amplificación en formulación de Eibl y Keintzel.

Muro/ registro	$M_{ME,1}$ [kN·m]	$M_{ME,1} / M_y$	M_{ME} [kN·m]	M_{ME} / M_y	$Sa(T_2) / Sa(T_1)$	Q_2 / Q_1	
M1	C010	0.4	0.12	0.3	0.09	5.37	0.07
	C100	6.4	1.93	4.6	1.38	3.75	1.02
	C130	8.3	2.53	6.1	1.84	4.43	1.45
	C150	9.7	2.95	7.1	2.14	4.14	1.67
	C200	13.0	3.94	9.4	2.84	3.68	2.16
	L100	16.3	4.95	11.2	3.39	0.79	0.72
	L150	23.0	6.98	15.8	4.77	0.73	1.07
M2	C010	0.4	0.11	0.3	0.09	5.15	0.07
	C100	6.3	1.91	4.7	1.42	2.71	0.90
	C130	8.3	2.51	6.2	1.87	2.76	1.18
	C150	9.7	2.93	7.2	2.17	2.80	1.37
	C200	12.9	3.91	9.6	2.92	3.16	1.98
	L100	16.9	5.13	12.4	3.76	0.99	0.89
	M3	C010	0.3	0.10	0.2	0.08	6.25
C100		6.0	1.83	4.5	1.36	4.09	1.04
C130		8.1	2.46	6.0	1.82	3.87	1.37
C150		9.6	2.90	7.0	2.11	3.46	1.48
C200		12.7	3.84	9.3	2.83	3.49	2.11
L100		15.2	4.62	10.8	3.28	0.96	0.84
L150		21.3	6.46	15.2	4.59	1.33	1.68
M4	C010	0.1	0.03	0.1	0.03	3.14	0.02
	C100	6.0	1.82	4.4	1.34	3.21	0.96
	C130	7.9	2.38	5.8	1.75	3.15	1.26
	C150	9.2	2.79	6.8	2.05	3.27	1.53
	C200	12.4	3.76	9.1	2.75	2.99	2.00
	L100	15.7	4.77	11.2	3.38	0.67	0.65
	L150	20.4	6.18	14.5	4.39	0.97	1.16
M5	C010	0.3	0.08	0.2	0.06	6.10	0.05
	C100	6.7	2.04	4.8	1.46	3.73	1.06
	C130	8.9	2.69	6.3	1.91	3.04	1.30
	C150	10.2	3.09	7.3	2.23	3.91	1.69
	C200	9.8	2.97	7.3	2.20	4.80	1.80

Tabla 5-16: Parámetros Aplicados en el Cálculo de Amplificación en formulación de Priestley.

Muro/ registro	V ₁ /R [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	V ₄ [kN]	V ₅ [kN]	R	V _{ME} /R [kN]	V _a [kN]	
M1	C100	1.87	2.90	0.50	0.21	0.07	1.4	2.84	3.50
	C130	1.84	4.44	0.65	0.27	0.10	1.8	3.06	4.86
	C150	1.85	5.03	0.74	0.32	0.11	2.1	3.01	5.42
	C200	1.86	6.29	0.88	0.37	0.13	2.8	2.92	6.63
	L100	1.97	1.46	0.38	0.16	0.06	3.4	2.02	2.48
	L150	1.97	2.17	0.48	0.20	0.07	4.8	2.02	2.97
M2	C100	1.99	2.36	0.43	0.14	0.03	1.4	2.62	3.12
	C130	1.99	3.08	0.54	0.18	0.04	1.9	2.61	3.72
	C150	2.00	3.56	0.61	0.20	0.05	2.2	2.60	4.13
	C200	1.99	5.38	0.74	0.25	0.06	2.9	2.73	5.79
	L100	2.02	1.86	0.27	0.09	0.02	3.8	2.08	2.76
M3	C100	1.91	3.14	0.49	0.17	0.05	1.4	3.03	3.71
	C130	1.92	4.09	0.58	0.21	0.06	1.8	2.98	4.56
	C150	1.94	4.14	0.88	0.30	0.08	2.1	2.79	4.66
	C200	1.92	6.20	0.85	0.31	0.08	2.8	2.93	6.56
	L100	1.99	1.74	0.32	0.11	0.03	3.3	2.07	2.67
	L150 ^a	1.99	3.61	0.76	0.26	0.07	4.6	2.14	4.20
M4	C100	1.93	2.71	0.42	0.15	0.04	1.3	2.83	3.36
	C130	1.93	3.59	0.55	0.20	0.06	1.7	2.84	4.12
	C150	1.92	4.47	0.65	0.23	0.06	2.1	2.93	4.92
	C200	1.93	5.69	0.77	0.27	0.07	2.8	2.84	6.06
	L100	2.00	1.32	0.35	0.12	0.03	3.4	2.04	2.42
	L150 ^a	1.99	2.40	0.57	0.20	0.05	4.4	2.07	3.18
M5	C100	1.88	3.00	0.60	0.24	0.09	1.5	2.82	3.60
	C130	1.90	3.45	0.75	0.31	0.11	1.9	2.66	4.02
	C150	1.86	4.94	0.85	0.35	0.12	2.2	2.93	5.36
	C200 ^a	1.8136	5.87	0.88	0.362	0.13	2.2	3.2554	6.22

5.8.5 Ajuste con valores de I_a

En vista de la buena correlación entre los valores de amplificación y de la intensidad de Arias, se propone la siguiente formulación de corte amplificado,

$$V_a = \sqrt{(V_1)^2 + (1 + \alpha \cdot I_a)\{(V_2)^2 + (V_3)^2 + \dots\}} \quad (5-24)$$

En que $V_i = V_{ME,i}/R$ el corte del modo i reducido según $R = M_{ME}/M_y$, $\alpha = 2.7$ valor ajustado e I_a la intensidad de Arias. La razón de este valor y V_{ME}/R entrega el factor de amplificación del corte que se denomina $\omega_V^*(I_a)$ que presenta la correlación con los resultados experimentales (ω_{THL10}) de la Figura 5-27.

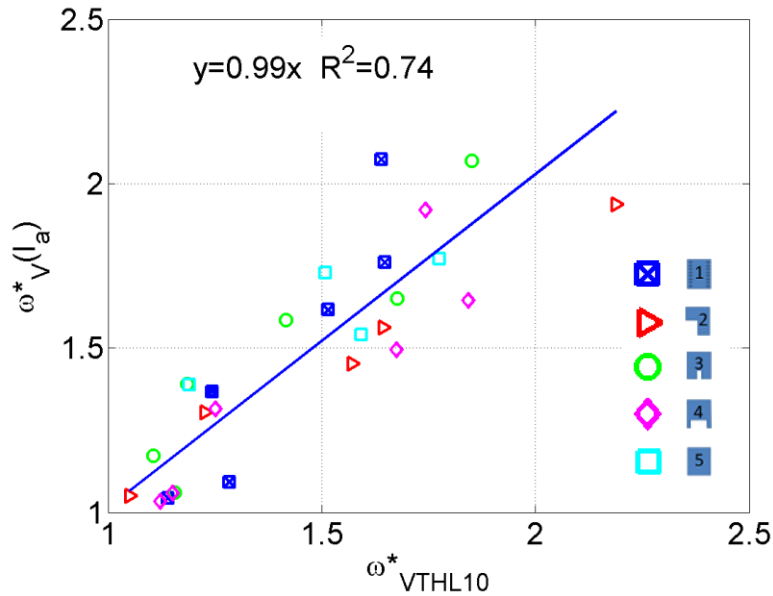


Figura 5-27: Comparación entre el Ajuste de Amplificación de I_a y el valor experimental.

5.9 MODELO NO LINEAL

A fin de validar en parte los resultados experimentales, y compararlos con un modelo TH no lineal afín, se presentan los parámetros considerados y los resultados obtenidos mediante un modelo de fibra en el software MIDAS GEN para M1.

5.9.1 Parámetros del modelo THNL

El modelo supone las características ya mencionadas de la estructura para altura entre pisos, largo, ancho y masas (ver Anexo A.3) y la forzante real medida en el ensayo (ver sección 5.2) con un paso de 0.0005 [s] en las iteraciones integrado con el método de Newmark de aceleración constante. En la Figura 5-28a, b se pueden apreciar los intervalos discretos en altura y en la sección transversal del modelo. En la altura, desde la base, se definen 10 elementos de 1 [cm], 13 a 2.5 [cm], 10 a 4.25, 5 a 8.5 [cm] y 4 a 21.25 [cm]; en tanto, la sección transversal se compone de 20 elementos espaciados uniformemente en el eje longitudinal, y en dos partes fuera del plano, esta última por requisitos del software. Los materiales corresponden la histéresis de hormigón definida por Kent, D. y Park, R. (1971) y el modelo de acero de Menegotto y Pinto, modificado por Filippou et al. (1983). El hormigón utiliza la capacidad medida en el ensayo a compresión ($f'_c = 39$ [MPa]), y un $\epsilon_{co} = 0.0043$ mucho mayor al que podría sugerirse para un hormigón, pero tal valor es requerido para poder simular la pérdida de rigidez que tiene el muro, además se definen dos hormigones: con y sin confinamiento (rosa y celeste en la Figura 5-28b), para caracterizar el confinamiento por medio del parámetro "K" = 1.2, estos parámetros y el resto se explicitan en la Figura 5-28c. Por otra parte, se define el acero con su capacidad a fluencia medida de 378 [MPa] y la elasticidad típica del acero de 200000 [MPa], en tanto que el modelo bilineal se completa con una pendiente de 0.2 veces la rigidez inicial.

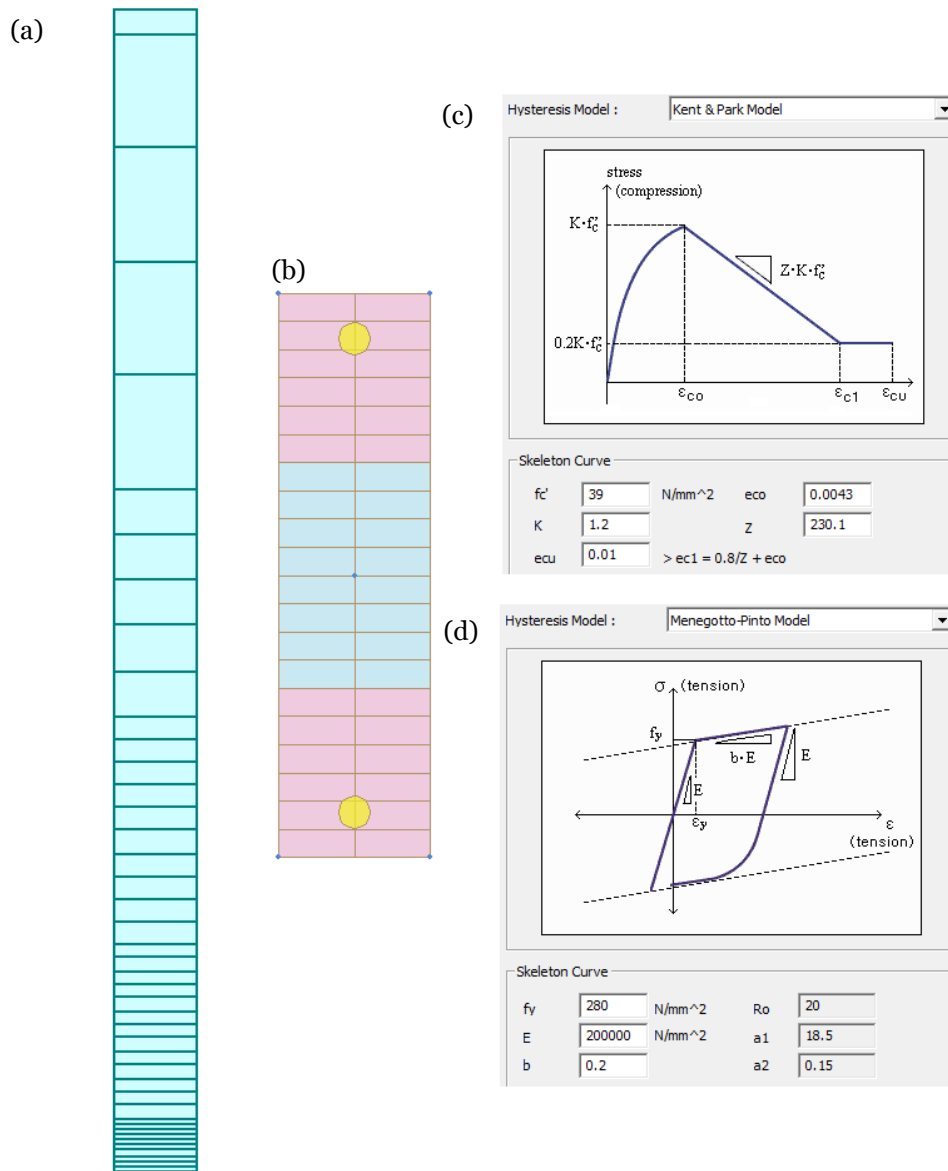


Figura 5-28: Características del Modelo MIDAS: Vista Frontal en Elevación (a), División de Fibras de Sección Transversal (b), y Definición de Histéresis para Materiales: Hormigón Confinado (c) y Acero Longitudinal (d).

El amortiguamiento es proporcional a la matriz de masa y de rigidez, constante en el tiempo (considera los valores elásticos) con $\xi_1 = 0.01$ y $\xi_2 = 0.03$, asociados a las frecuencias 1.26 y 8.61 [Hz] respectivamente. Estos valores son menores al 5% que se acostumbra para los modelos lineales, a pesar de esto, es importante destacar que el amortiguamiento viscoso es más bien un asunto de conveniencia matemática que de precisión estructural, como señala Paulay, T. y Priestley, M. (1992). Valores similares son utilizados en los modelo no lineal de los ensayos de Panagiotou, et al. (2008), en que concluye que valores de amortiguamiento mayores a 2% tienden a subestimar la respuesta en más de un 30%. A fin de verificar estos valores, se realiza un análisis de sensibilidad para el ensayo M1C100, en que se compara la respuesta obtenida experimentalmente, y la del modelo NL al que se le imponen amortiguamientos de $\xi_1 = 0.005, 0.01, 0.02$ y 0.03 , y de $\xi_2 = 0.01, 0.02$ y 0.03 con las respectivas combinaciones entre ellos. Cabe destacar que estos resultados fueron previos al estudio final y consideraron un elasticidad del acero tras la fluencia de 0.3 veces la elástica.

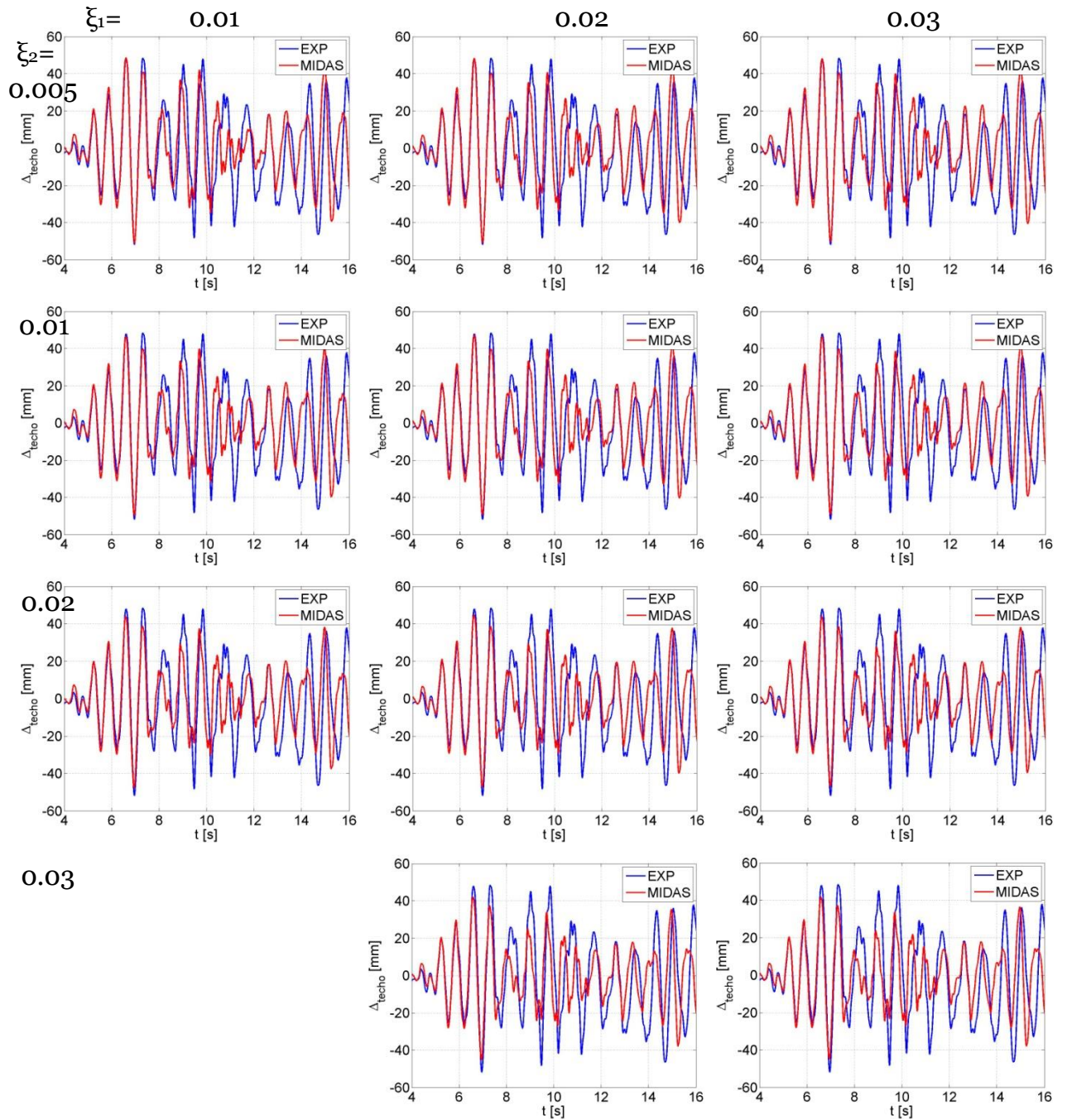


Figura 5-29: Desplazamiento de Techo en M1C100 medido experimentalmente y en MIDAS para distintos amortiguamientos, en filas $\xi_1 = 0.005, 0.01, 0.02$ y 0.03 , columnas $\xi_2 = 0.01, 0.02$ y 0.03 .

Tabla 5-17: Comparación de la respuesta experimental y del modelo NL para el corte y Δ_{techo} a distintos amortiguamientos.

		V_{EXP10}/V_{NL10}					$\Delta_{EXP10}/\Delta_{NL10}$		
		ξ_2					ξ_2		
ξ_1		0.01	0.02	0.03	ξ_1		0.01	0.02	0.03
		0.005	0.92	1.05			1.11	0.005	1.07
0.01	0.96	1.05	1.11	0.01	1.12	1.12	1.13		
0.02	0.93	1.08	1.12	0.02	1.17	1.19	1.2		
0.03	^a	1.08	1.15	0.03	^a	1.24	1.26		

^a: El modelo MIDAS no converge

^a: El modelo MIDAS no converge

A modo de comparación se proporcionan los gráficos TH para el desplazamiento de techo obtenido del modelo NL, con las distintas combinaciones de amortiguamiento, junto con el obtenido experimentalmente para el ensayo ya mencionado en la Figura 5-29. Además se precisa la razón entre el corte basal V_{EXP10} y el promedio de los 10 valores máximos del modelo NL (V_{NL10}) con las consideraciones de amortiguamiento en la Tabla 5-17, en que también se enlistan los homólogos para el desplazamiento de techo. Tal como se observa, se aprecia que para un amortiguamiento del 3% en ambos modos, se subestima el corte basal en un 15% y el desplazamiento de techo en un 26%, en tanto, con los valores considerados se subestima en un 11 y 13% respectivamente, por tanto una mejor representación, no se utilizan valores inferiores a éstos, ya que para los sismos sucesivos el menor amortiguamiento entregaría resultados inadecuados.

5.9.2 Resultados del modelo THNL

Se presentan los resultados del corte basal obtenidos con el modelo NL para M1, con las forzantes C100, C200, L100 y L150. Éstos suponen $\xi_1 = 0.01$ y $\xi_2 = 0.03$ en todos los registros, y $\varepsilon_{CO} = 0.0043$. Los registros se aplican secuencialmente para que el modelo incorpore la pérdida de rigidez.

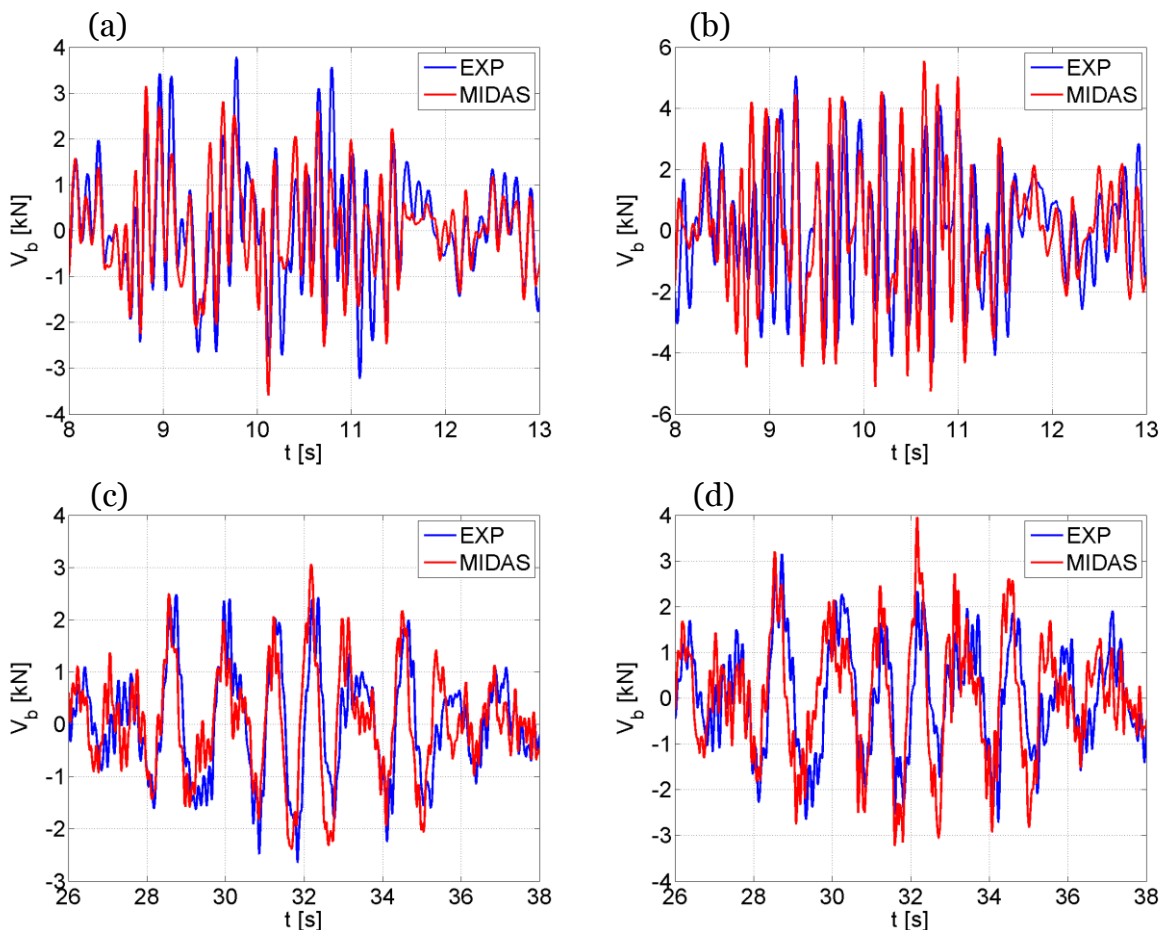


Figura 5-30: Resultados TH experimentales y del modelo NL de M1 en ensayos: C100 (a), C200 (b), L100 (c) y L150 (d)

Los resultados del corte basal TH de M1 se grafican en la Figura 5-30, en que se aprecia un buen ajuste en el periodo de la respuesta, sin embargo, se observa que los instantes máximos del ensayo no coinciden necesariamente con el del modelo (ver Figura 5-30a), y que el modelo NL tiende a sobrestimar el corte en L100 y L150 (ver

Figura 5-30c, d). A la vez, se tabulan las comparaciones en las respuestas de V_{EXP10}/V_{NL10} y $\Delta_{EXP10}/\Delta_{NL10}$ de los casos mencionados en la Tabla 5-18, en que se cuantifica la sobrestimación del corte basal al considerar el modelo NL en un 18% para C200 y L100 y en 29% en L150, en tanto que el desplazamiento de techo se estaría subestimando en un 14 y 29% en L100 y L150, mientras que C200 sólo presenta una diferencia del 2%.

Tabla 5-18: Comparación de la Respuesta Experimental y del modelo NL del Corte y Momento Basales, y Desplazamiento de Techo

	V_{EXP}/V_{NL}	M_{EXP}/M_{NL}	Δ_{EXP}/Δ_{NL}
C100	1.06	1.24	1.19
C200	0.91	0.99	1.09
L100	0.86	0.9	1.15
L150	0.8	0.74	1.39

Según lo expuesto, el modelo estaría rescatando parcialmente el comportamiento real de la estructura. En particular el momento basal estimado llega a ser un 26% mayor que el experimental (que se ajusta relativamente bien a $M_y = 3.3$ [kN·m]), constatando una sobrerresistencia de la sección no esperada ni teórica ni experimentalmente.

CAPÍTULO 6.

CONCLUSIONES

Se lleva a cabo una serie de ensayos de probetas correspondientes a muros de HA a escala (1:10) sobre una mesa vibradora unidireccional. Las probetas corresponden a muros en voladizo de 4 [cm] de espesor, 15 [cm] de largo y 2.1 [m] de altura con cinco niveles de masas concentradas de 200 [kg] cada uno, estas representan: un muro base sin discontinuidades y armadura correspondiente (M1), muro bandera con un sobreancho del 20% del largo (M2), un muro con abertura central pequeña en la base del 10% del largo (M3) y uno con una abertura del 30% del largo (M4), y finalmente un muro sin armadura de corte ni confinamiento (M5). A pesar de las particularidades de cada espécimen, las cinco tienen la misma capacidad al momento. Son sometidas a un registro basado en el de Constitución 2010 (C) escalado en el tiempo para cumplir la ley de escalas aplicada, y a uno basado en Lolloo 1985 (L) sin escala temporal, ambos son amplificadas en varios niveles de aceleración, generando un set de ensayos al que se someterá cada muro: C010, C100, C130, C150, L100 y L150, de ser posible.

El muro M1 (base) es ensayado hasta L150, M2 (bandera) hasta L100 por presentar un desplazamiento de techo más allá del esperado, M3 y M4 (abertura central angosta y ancha) fallan de forma dúctil mientras se aplica L150 y M5 (sin armadura al corte ni de borde) se ve interrumpido en C200 por una falla frágil. El daño en las probetas se concentra en la base, aun cuando se presentan grietas horizontales en la altura. M1 presenta exclusivamente grietas flexurales, siendo la más importante la de la interfaz muro-fundación; en M2 las grietas son principalmente horizontales con algunas grietas menores en diagonal, la grieta principal se produce en la parte superior de la discontinuidad; M3 y M4 presentan una falla en la interfaz muro-fundación con descascaramiento de hormigón, además de grietas diagonales en torno a la discontinuidad; finalmente M5, que no tiene armadura de corte, presenta una falla frágil oblicua.

Se observa una pérdida de rigidez en las probetas, que para los ensayos de pequeña intensidad (C010) significó un aumento del $41 \pm 11\%$ en el periodo fundamental respecto del modelo elástico flexural de masas concentradas. Para representar correctamente este comportamiento en un modelo lineal, se proponen las siguientes consideraciones: disminuir la rigidez en toda la altura, disminuirla sólo en los primeros 10 [cm] o incluir un resorte rotacional en la base; además de combinaciones de éstas. Se ajusta la rigidez del modelo para M1 de modo que el periodo fundamental de los modelos sea igual al medido experimentalmente, lo que se repite para cada ensayo de M1. Se registra una diferencia promedio entre la medición del segundo modo experimental y del resultado analítico con la rigidez señalada, obteniéndose un error del 18% si se reduce en toda la altura, 39% con la reducción concentrada en 10 [cm] y 37% incorporando un resorte rotacional. En particular la diferencia para M1C010 es de 2.2% respecto del valor experimental. Luego, ajustando los modelos lineales de cada muro con los de los periodos medidos para C010, se obtiene una reducción en toda la altura de $0.45EI_g \pm 0.07EI_g$, que se considera como la rigidez de los modelos lineales para el diseño.

El segundo y tercer modos generan un gran impacto en la respuesta de los muros, los cuales deben verse favorecidos por un registro de altas frecuencias. En los muros para el registro C100 se concentra el $37 \pm 3\%$ de la energía total en el 1° modo, mientras que el $49 \pm 6\%$ se concentra en el segundo modo, a diferencia de L100 que establece estos valores en $66 \pm 2\%$ y $12 \pm 2\%$ respectivamente, para ambos registros el 3° modo sólo concentra cerca de un 1% de la energía. Estos resultados se obtienen

al integrar el valor absoluto de la transformada de Fourier entre 0-1.9 [Hz] y 5-10.5[Hz] (6.8-12.6 [Hz] para M2) para el primer y segundo modo respectivamente, según el teorema de Rayleigh. Este patrón de energía, produce para el instante de corte máximo un perfil de aceleraciones en altura, que se asemeja en un $4 \pm 2\%$ al primer modo, un $66 \pm 3\%$ al segundo y un $13 \pm 2\%$ al tercero para C100, en tanto para L100 estos valores son de $57 \pm 8\%$, $35 \pm 10\%$ y $9 \pm 5\%$ respectivamente, es decir, para un sismo con alto contenido de frecuencia el patrón de cargas debido periodo fundamental puede tener un efecto muy inferior al resto en lo que respecta al corte máximo basal. Esta participación de las formas modales se obtiene por medio de mínimos cuadrados entre la aceleración experimental y de los vectores modales normalizados del modelo flexural de masas concentradas, contrastando la aceleración absoluta que aporta cada modo calculado según los coeficientes de la regresión con la aceleración absoluta total medida.

Se calculan el corte y momento basales como la suma de las fuerzas inerciales medidas de la aceleración absoluta, la masa sísmica y la altura de los niveles para calcular el momento. Se consideran el corte y momento basales máximos de cada ensayo (V_{EXP} y M_{EXP}) y el promedio de los 10 valores máximos (V_{EXP10} y M_{EXP10}) para el estudio, la diferencia entre uno y 10 máximos es de $17 \pm 10\%$ para el corte y del $14 \pm 12\%$ para el momento, valores que no consideran los ensayos en que falla la probeta por ser poco fiables. A pesar de estas diferencias, se prefiere V_{EXP10} y M_{EXP10} para la interpretación de resultados. Algunos de los argumentos para inclinarse por esta decisión es que se obtiene un M_{EXP10} de 2.8 ± 0.5 [kN·m] en los ensayos C100 a L100 para todos los muros, valores próximos a los 3.3 [kN·m] de fluencia teórica, resultado esperable de un ensayo que pretende alcanzar la plastificación de la base; además el corte basal V_{EXP10} presenta un aumento constante a medida que se aumenta la intensidad de los ensayos, lo que es de esperar, en tanto considerar sólo el máximo corte no siempre tiene un aumento sostenido, siendo un 13% menor para M2C150 que para M2C130 lo que difiere de la teoría. Usando los valores promedio explicados, no se observa mayor diferencia ($<9\%$) en la respuesta de los muros lisos, y los con discontinuidad central para registros equivalentes. En el caso del muro bandera el corte es en promedio levemente inferior ($\sim 20\%$), sin embargo, este resultado no es concluyente en cuanto al comportamiento del corte en los muros bandera, ya que los periodos de vibrar de esta probeta resultan ser diferentes, y que el V_{EXP10} de M2C200 es un 1% mayor que M1C200, es decir, comparables.

Para cuantificar la amplificación no lineal dinámica del corte se contrasta el corte basal de cada ensayo (V_{EXP} ó V_{EXP10}) con el corte basal de un modelo lineal, ya sea ME (V_{ME}) o THL (V_{THL} ó V_{THL10}), según se desee concluir para el diseño (ME) o un modelo algo más sofisticado (THL), dicho sea de paso, los modelos lineales consideran la forzante medida del ensayo en cuestión. A la vez el valor del corte obtenido del modelo lineal se normaliza por la razón entre el momento basal lineal (M_{ME} ó M_{THL} ó M_{THL10}) y el momento basal del ensayo (M_{EXP} ó M_{EXP10}), esta razón representa el factor de modificación de la respuesta (R). Los resultados de considerar 10 máximos y el modelo THL son algo más verosímiles que el resto, y estiman la amplificación en 1.26 ± 0.09 para C100, 1.95 ± 0.44 para C200 y 1.10 ± 0.06 para L100, que demuestra la dependencia de la amplificación del contenido de frecuencias del registro y de la intensidad del mismo, además de un aumento de la demanda de corte basal más allá del aumento de R. Esto es consistente con el descenso de la altura de la resultante de fuerzas, que para los ensayos C100 y L100 en las probetas se sitúa a los $0.33 \pm 0.06h_w$ y $0.61 \pm 0.07h_w$ en el instante de máximo corte, lo que indica una altura sustancialmente menor cuando se aplica un sismo con alto contenido de frecuencias (C100), en tanto que es cercano a $0.67 h_w$ en L100, que es el valor característico de considerar la distribución de triángulo invertido en las fuerzas

horizontales. En base a estos resultados, y tal como se señala para el corte basal, no se aprecian diferencias sustanciales, ni un patrón en particular, entre las diferentes probetas mencionadas con sus discontinuidades particulares, a pesar de los modos de falla diferentes entre ellas. A fin de comparar con la literatura, se contrasta el corte basal experimental con el de un modelo lineal ME que considera sólo el modo fundamental, que simula un modelo estático, esta consideración sobreestiman entre un 6 - 82% el valor de la amplificación del corte para los registros basados en Constitución 2010, cuantificándose las diferencias de contrastar con un modelo estático o uno modal completo.

La demanda de ductilidad y periodo fundamental no presenta correlación directa con la amplificación en 2 terremotos diferentes, ya que mientras en C200 se observa una amplificación de 1.95 ± 0.44 , un periodo fundamental medido de 0.98 ± 0.02 [s] (excepto M2) y un desplazamiento máximo de techo de 68 ± 0 [mm] (excepto M2), los mismos parámetros medidos del registro L100 corresponden a 1.10 ± 0.06 , 1.17 ± 0.09 [s] y 129 ± 5 [mm], apreciándose una disminución en el valor de amplificación en tanto que aumentan el periodo y la ductilidad. En tanto el contenido de frecuencias y la intensidad de Arias (I_a) del registro afectan correspondientemente la amplificación. Sin embargo, duplicar la aceleración del registro, lo que aumenta 4 veces la I_a , aumenta sólo en un 67% la amplificación.

Son comparados los factores de amplificación del corte obtenidos con los de tres formulaciones: Blakeley et al. (1975), Eibl y Keintzel (1988), y Priestley (2003). Se realizan dos tipos de comparaciones, ambas consideran el corte amplificado, sin embargo, la primera lo compara con el corte de un modelo estático (o primer modo) y la segunda con un modelo modal espectral con todos los modos. La propuesta de Blakeley sólo considera el n_{pisos} por lo que es constante para este análisis, llegando a subestimarlos en un 59%. Eibl y Keintzel en su forma original presenta un ajuste de 1.20 respecto a los valores experimentales, mientras que su forma modificada para un modelo ME tiene un ajuste cercano a 1, Priestley tiene un ajuste cercano a 1 en todos los casos.

Los resultados experimentales son comparados con un modelo THNL, que requiere considerar la reducción de la inercia para ajustarse a los resultados calibrando el valor de ϵ_{co} del hormigón. Los resultados del corte máximo lo subestiman para C100 en un 6% mientras que sobrestima para L150 en un 20%.

Finalmente, para un muro, con las características del prototipo estudiado, se sugiere el utilizar la formulación de Priestley (procurando contemplar el marco conceptual de la misma, inclusive la sobrerresistencia), por la correspondencia con los valores experimentales y su naturaleza teórica, sin considerar las posibles aberturas centrales que tuviera el mismo. El muro bandera incluido en el análisis también es factible de ser estudiado por este procedimiento, sin embargo, se sugiere realizar investigaciones posteriores que permitan clarificar el comportamiento singular que presentó para la presente propuesta. Adicionalmente se propone calibrar un modelo THNL acorde a los resultados experimentales ofrecidos, en particular ajustando los valores máximos de corte y momento.

CAPÍTULO 7. BIBLIOGRAFÍA

Ahumada, M., 2014. Modelación en Elementos Finitos de Muros Esbeltos de Hormigón Armado con Discontinuidades en la Base. Recomendaciones para el Diseño. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.*

American Concrete Institute (ACI), 2008. *Requisitos del Reglamento para el Hormigón Estructural y comentarios.* Farmington Hills, MI: ACI-318-08.

ASCE, 2006. *Minimum design loads for buildings and other structures.* Reston, VA: ASCE/SEI 7-05.

Barrientos, J. F., 2008. Montaje, puesta en marcha y calibración de una mesa de vibrar de un grado de libertad. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.*

Blakeley, R., Cooney, R. y Megget, L., 1975. Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 8, NO. 4. December 1975,* pp. 278-290.

Carvalho, E., 1998. Seismic testing of structures. *11^o European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: Balkema,* pp. 53-64.

Carvalho, E., 1998. Seismic testing of structures. *Proc. 11th European Conf. on Earthquake Engineering, Paris, France,* pp. 53-64.

CEB, 1980, 1983, 1985. Model code for seismic design of concrete structures. *Bulletin d'Information Europeen du Beton, No 133, 165 (respectively).*

CEN, 1988. *Eurocode 8- Earthquake resistant design of structures. Pt. 1.3 General and building.* s.l.:s.n.

CEN, 1993. *Eurocode 8- Earthquake resistant design of structures. Pt. 1.3 General rules- seismic actions and general requirements for structures. Final Draft PrENV.* Brussels, Belgium: s.n.

Chopra, A., 1995. *Dynamic of Structures.* New Jersey: Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

Combescure, D. y Chaudat, T., 2002. ICONS European program: Seismic test on RC bearing walls CAMUS 3 specimen. *Report DMT, SEMT/EMSI/RT/02-067/A,CEA.*

Combescure, D. y Sollogoub, P., 2004. Rapport DM2S (SEMT/EMSI/RT/02-047/C) IAEA CRP-NFE Camus Benchmark - Experimental Results and Specifications to the participants.

Derecho, A., Iqbal, M. y Corley, W., 1981. Determining design force levels for earthquake-resistant reinforced concrete structural walls. *7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Volumen 5.*

Eibl, J. y Keinzel, E., 1988. Seismic shear forces in RC cantilever shear walls. *9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Volumen VI.*

Elwood, K. y Eberhard, M., 2009. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. *ACI Struc. Journal Tech. Paper, July-August 2009, Title no. 106-S45,* pp. 476-484.

Estay, C., 2008. Características de muros de hormigón armado diseñados en Chile. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.*

Filippou F.C., P. E. a. B. V., 1983. Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. *Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*

Fischinger, M., Isakovic, T. y Kante, P., 2006. Shaking table response of a thin H-shaped coupled wall. *Managing Risk in Earthquake Country: 100th Anniversary Earthquake Conference: Centennial Meeting, Disaster Resistant California Conference: Proceedings CD-ROM, Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco.*

Fischinger, M., Rejec, K. y Isakovic, T., 2010. Shear magnification factor for RC Structural Walls in Eurocode 2. *14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid.*

Ghorbanirenani, I. y otros, 2012. Shake Table Testing of Slender RC Shear Walls Subjected to Eastern North America Seismic Ground Motions. *J. Struct. Eng. 2012.138*, pp. 1515-1529.

Ghorbanirenani, I. et al., 2009. Modeling and testing influence of loading history and scaling effects on inelastic response of reinforced concrete shear walls. *ACI Publication*, Issue 106(3), pp. 20-22.

INN, 2012. *NCh433 Of.1996 - Diseño sísmico de edificios*. s.l.:Instituto Nacional de Normalización.

Isakovic, T., Eser, N. y Fischinger, M., 2016. Inelastic shear response of RC coupled structural walls. *New Zealand Society for Earth. Eng. (NZSEE) 2016 Conference.*

Kabeyasawa, T. y Ogata, K., 1984. Ultimate-state design of RV wall-frame structures. *Trans Jap Conc Inst* 6. pp. 629-636.

Keinzel, E., 1990. Seismic design shear forces in reinforced concrete cantilever shear wall structures. *Eus J Earthq Eng* 3, pp. 7-16.

Kent, D. y Park, R., 1971. Flexural members with confined concrete. *ASCE Journal of the Structural Division*, Issue 97(7), pp. 1969-1990.

Lagos, R.; Kupfer, M.; Lindenberg, J.; Bonelli, P.; Saragoni, R.; Guendelman, T.; Massone, L.; Boroscheck, R.; Yañez, F., 2012. Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), pp. 181-194.

Leiva, J. E., 2007. Diseño y fabricación de mesa vibratoria uni-direccional con actuador hidráulico. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universiada de Chile.*

Luu, H., Ghorbanirenani, I. y Léger, P. T. R., 2011. Structural dynamics of slender ductile reinforced concrete shear walls. *8th Internaciontal Conference if Struct. Dyn, EURODYN 2011, Leuven, Belgium*, pp. 355-362.

Luu, H., Ghorbanirenani, I., Léger, P. y Tremblay, R., 2011. Structural dynamics of slender ductile reinforced concrete shear wall. *Proceedings of the 8th International Conference of Structural Dynamics, EURODYN 2011*, pp. 355-361.

Mander, J., Priesley, M. y Park, R., s.f. Seismic design of bridge piers. *Reserarch REp. No. 84-2, Department of Civil Engineering, Univ. of Canterbuty, Christchurch, New Zealand.*

Martinelli, P. y Filippou, F., 2009. Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 35(5), pp. 587-607.

MINVU, 2010. D.S. 60 - Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado. *Ministerio de Vivienda y Urbanismo*.

MINVU, 2011. D.S.61 - Diseño Sísmico de Edificios. *Ministerio de Vivienda y Urbanismo*.

Moncarz, J. y Krawinkler, H., 1981. Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering. *Rep. No. 50, John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Stanford Univ., San Francisco*.

NBCC, 2005. *National Building Code of Canada*. 12th ed. Ottawa, Canada: National Research Council of Canada.

NZS, 1982, 1995, 2006. *Part1, Concrete Structures Standard; Part2, Commentary on the design of concrete structures*. Wellington: New Zeland Standards.

Panagiotou, M. y Restrepo, J., 2007. Lessons learnt from the full-scales shake talbe testing on a 7-story residential building. *SEAOC Convention, Squaw Creek*.

Panagiotou, M. y otros, 2008. Seismic Design, Testing and Analisis of Reinforced Concrete Wall Buidings. *UC San Diego Electronic Theses and Dissertations*, p. 247.

Panagiotou, M., Restrepo, J. y Conte, J., 2011. Shake-Table Test of a Full-Scale 7 Story Building Slice. Phase I: Rectangular Wall. *Journal of Structural Engineering, ASCE Jun 2011*, pp. 691-704.

Paulay, T. y Priestley, M. J. N., 1992. Damping, Ductility Relationships. En: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonty Buildings*. s.l.:John Wiley & Sons, Inc., pp. 70, 135-146.

Paulay, T. y Priestley, M. J. N., 1992. Ductility Relationships. En: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonty Buildings*. s.l.:John Wiley & Sons, Inc., pp. 135-146.

Pennuci, D., Sullivan, T. y Calvi, G., 2010. Evaluation of higher mode effects in tall building response. *14th European Conference Earthqueke Engineering, Ohrid*.

Priestley, M., 2003. Does Capacity Design Do the Job? An Examination of Higher Mode Effects in Cantilever Walls. *Bull. of the New Zealand Society for Earq. Eng.*, 36(4), pp. 276-292.

Rutemberg, A., 2013. Seismic shear forces on RC walls: review and bibliography. *Bull Earthquake Eng (2013) 11*, pp. 1727-1751.

Saragoni, R. y Ruiz, S., 2012. Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto 2010. En: *Mw = 8.8 - Terremoto en Chile*. Santiago: s.n., p. 131.

Standars Associaton of New Zealand, 1975. Draft New Zealand Standard Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings. *DZ 4203, Part 4, Earthquake Provisions*, p. 50.

Wiebe, L. y Christopoulos, C., 2009. Mitigation of higer mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections. *J Eathq Eng 13(1)*, pp. 93-108.

A.1 MATRIZ DE RIGIDEZ FLEXURAL MURO EN VOLADIZO

A fin de representar mediante un modelo lineal los muros a ensayar, se define un elemento en vertical en voladizo esquematizado en la Figura A-1, que sólo se estudia en una dirección horizontal. Se consideran los grados de libertad traslacionales y rotacionales que posteriormente serán condensados estáticamente.

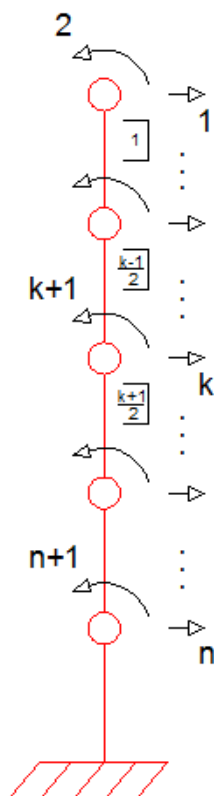


Figura A-1: Esquema de los grados de libertad.

Se compone la matriz de rigidez a partir del estudio de la rigidez de cada sección de hormigón entre masas al efectuar un desplazamiento o giro unitario, considerando un largo l , lo que da como resultado para una sección aislada los valores presentados en la Figura A-2.

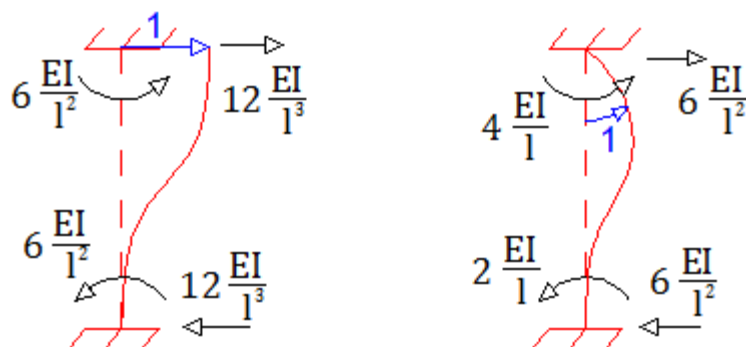


Figura A-2: Rigidez para un elemento sometido a un desplazamiento o giro unitario.

Considerando que el GDL k (impar) es traslacional y el $k+1$ (par) es rotacional, los valores de la matriz de rigidez son,

$$K_{1,1} = 12 \frac{EI_1}{L_1^3} \quad (\text{A-1})$$

$$K_{1,2} = K_{2,1} = 6 \frac{EI_1}{L_1^2} \quad (\text{A-2})$$

$$K_{2,2} = 4 \frac{EI_1}{L_1} \quad (\text{A-3})$$

$$K_{k,k} = 12 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}^3} + 12 \frac{EI_{\frac{k+1}{2}}}{L_{\frac{k+1}{2}}^3} \quad (\text{A-4})$$

$$K_{k+1,k} = K_{k,k+1} = 6 \frac{EI_{\frac{k+1}{2}}}{L_{\frac{k+1}{2}}^2} - 6 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}^2} \quad (\text{A-5})$$

$$K_{k+1,k+1} = 4 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}^2} + 4 \frac{EI_{\frac{k+1}{2}}}{L_{\frac{k+1}{2}}^2} \quad (\text{A-6})$$

$$K_{k-2,k} = K_{k,k-2} = -12 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}^3} \quad (\text{A-7})$$

$$K_{k-1,k} = K_{k,k-1} = -6 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}^2} \quad (\text{A-8})$$

$$K_{k-2,k+1} = K_{k+1,k-2} = 6 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}^2} \quad (\text{A-9})$$

$$K_{k-1,k+1} = K_{k+1,k-1} = 2 \frac{EI_{\frac{k-1}{2}}}{L_{\frac{k-1}{2}}} \quad (\text{A-10})$$

A.2 MATRIZ DE RIGIDEZ FLEXURAL MURO EN VOLADIZO CON RESORTE ROTACIONAL EN LA BASE

Para el caso de considerar un resorte rotacional de rigidez k_θ en la base, se modela de la misma forma, pero agregando el elemento tal como se indica en la Figura A-3.

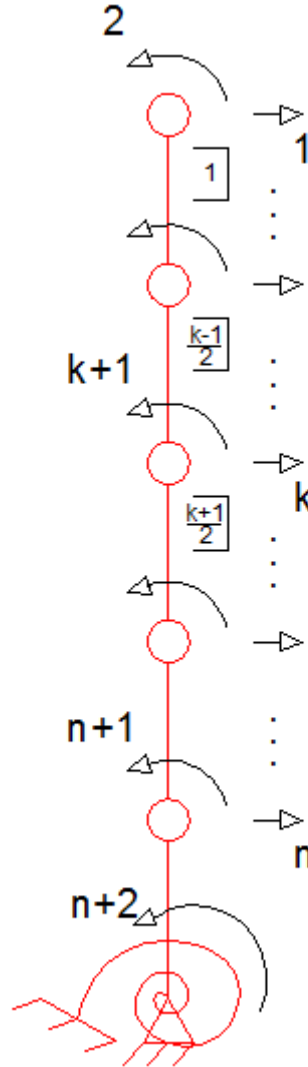


Figura A-3: Esquema de los grados de libertad con resorte rotacional.

De modo que se agregan los siguientes elementos a la matriz de rigidez que se señalan a continuación.

$$K_{n,n+2} = K_{n+2,n} = 6 \frac{EI_{n+1}}{L_{n+1}^2} \quad (\text{A-11})$$

$$K_{n,n+1} = K_{n+1,n} = 2 \frac{EI_{n+1}}{L_{n+1}} \quad (\text{A-12})$$

$$K_{n+2,n+2} = K_{n+2,n+2} = k_\theta + 4 \frac{EI_{n+1}}{L_{n+1}} \quad (\text{A-13})$$

Ya que se considera que sólo los grados de libertad traslacionales mueven masa, los grados de libertad rotacionales deben ser condensados, como se señaló previamente. Considerando que la matriz de rigidez es reordenada, de modo que los GLD traslacionales ocupan el cuadrante superior izquierdo de la misma y dicha sub-matriz se denomina $[K_{aa}]$, mientras que los rotacionales se agrupan en la parte de abajo a la derecha en la sub-matriz $[K_{pp}]$, y las interacciones entre esto las matrices $[K_{ap}]$ y $[K_{pa}]$, se tiene la ecuación de equilibrio dinámico,

$$\begin{bmatrix} [K_{aa}] & [K_{ap}] \\ [K_{pa}] & [K_{pp}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_a\} \\ \{r_p\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_a\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (\text{A-14})$$

Donde $\{r_a\}$ y $\{r_p\}$ son los desplazamientos asociados a los GDL activos y pasivos respectivamente, y $\{F_a\}$ las fuerzas de inercia, disipativas o externas distintas a o provenientes de los GDL activos, mientras que las de los restantes son iguales a 0.

Reagrupando y reemplazando el valor de $\{r_p\}$ de una ecuación a otra, se obtiene que,

$$\left([K_{aa}] - [K_{ap}][K_{pp}]^{-1}[K_{pa}] \right) \{r_a\} = \{F_a\} \quad (\text{A-15})$$

Por tanto, se puede considerar la matriz conformada por los elementos dentro del paréntesis como una matriz que condensa los GDL pasivos, por tanto,

$$[K_{eq}] = [K_{aa}] - [K_{ap}][K_{pp}]^{-1}[K_{pa}] \quad (\text{A-16})$$

A.3 PARÁMETROS DEFINIDOS PARA MATRICES DEL MODELO LINEAL

Los parámetros definidos para cada probeta se muestran en la siguiente Tabla 7-1.

Tabla 7-1: Parámetros para Modelo Lineal.

	Unidad	M1/M5	M2	M3	M4
Alto nivel 5	[mm]	405	405	405	405
Alto niveles 1-4	[mm]	425	425	425	425
masa por nivel	[kg]	203	204	203	203
ancho	[mm]	40	40	40	40
largo primeros 10 [cm]	[mm]	150	150	145	140
largo altura restante	[mm]	150	180	150	150

A fin de contrastar los posibles resultados con un modelo de elementos finitos, se modelan estos parámetros en el software MIDAS GEN, con las configuraciones esquematizadas en la Figura A-4. Por realizarse con elementos tipo viga, para el cambio de sección del M2 y para las aberturas de M3 y M4 se utilizan cachos rígidos (elementos "infinitamente" rígidos) para adosarlos al resto de la estructura.

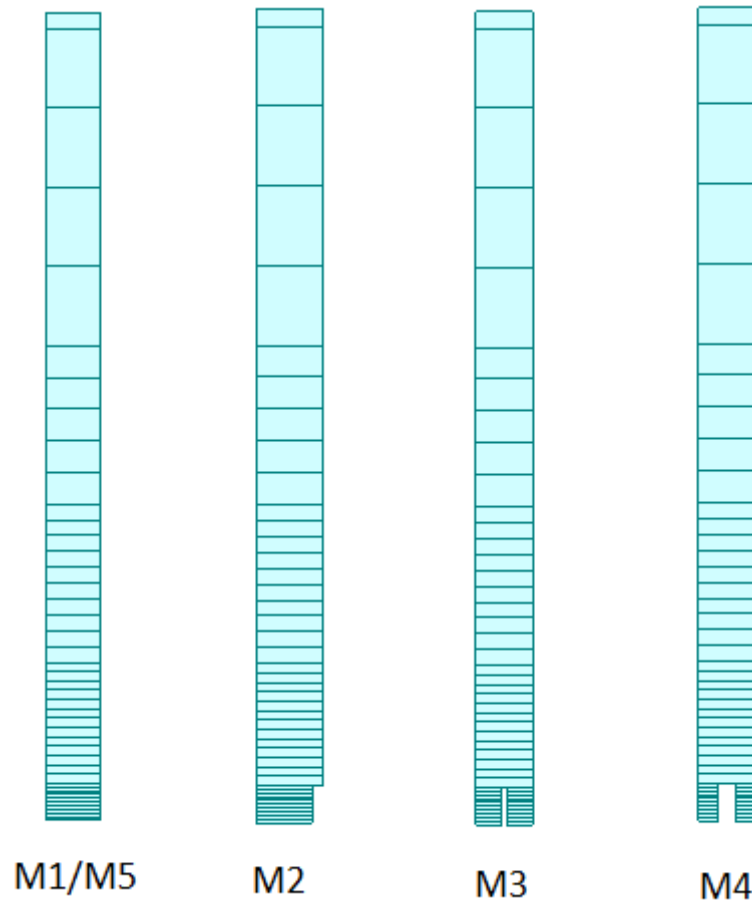


Figura A-4: Esquema de la Modelación en Elementos Finitos de MIDAS GEN.

La diferencia en los periodos de vibrar entre los parámetros utilizados en la Matriz Ensamblada y MIDAS se muestra en la Tabla 7-2. Los valores tienen una diferencia menor al 3%.

Tabla 7-2: Frecuencias de Vibrar Obtenidas por Matriz Ensamblada y MIDAS

Probeta	Matriz Ensamblada		MIDAS		diferencia
	f1 [Hz]	f2 [Hz]	f1 [Hz]	f2 [Hz]	
M1/M5	2.70	17.41	2.71	17.07	2.0%
M2	3.34	21.82	3.37	21.35	2.2%
M3	2.67	17.28	2.68	16.82	2.7%
M4	2.65	17.14	2.68	16.75	2.3%

A la vez, se comparan los resultados del corte basal tiempo-historia para la forzante C100 aplicada a cada probeta, considerando la inercia bruta, para los modelos realizados con la Matriz Ensamblada y MIDAS. Las diferencias entre los máximos de cada modelo son 2.74%, 2.94%, 0.46% y 1.06% para los muros M1, M2, M3 y M4 respectivamente, es decir, nuevamente una diferencia menor al 3%. A continuación en las Figuras A-5, A-6, A-7 y A-8 se comparan los resultados enunciados.

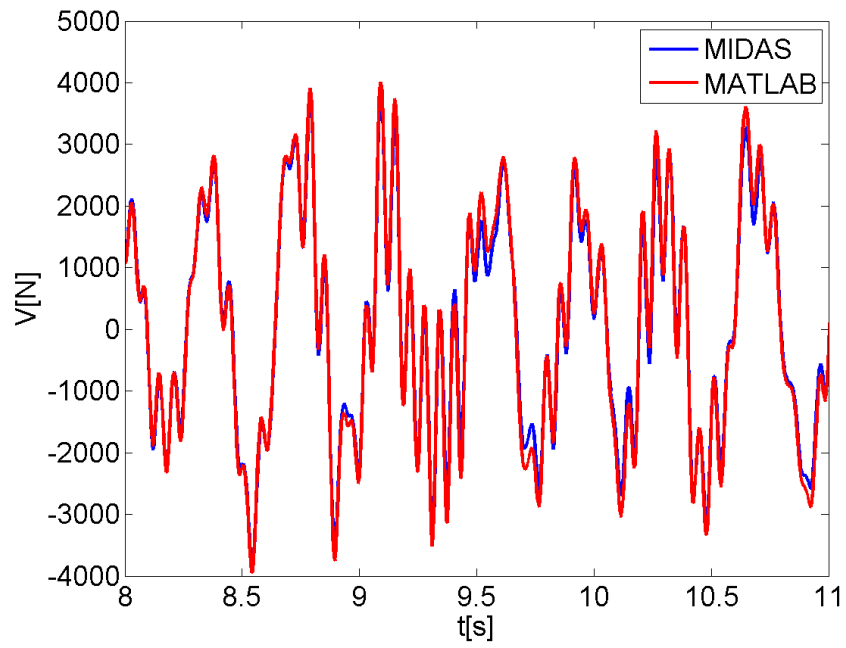


Figura A-5: Comparación Modelo Lineal MIDAS y Matriz Ensamblada M1 C100

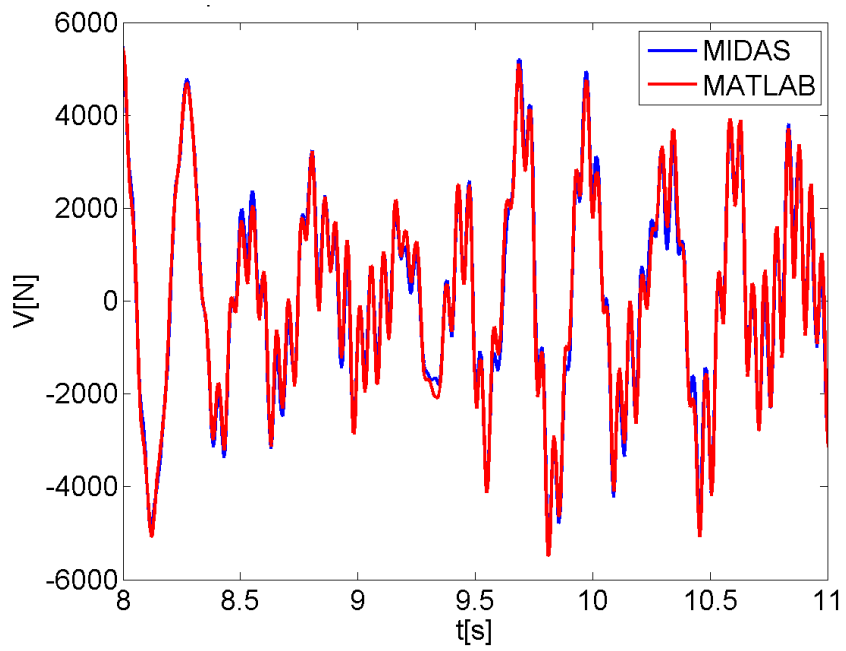


Figura A-6: Comparación Modelo Lineal MIDAS y Matriz Ensamblada M2 C100

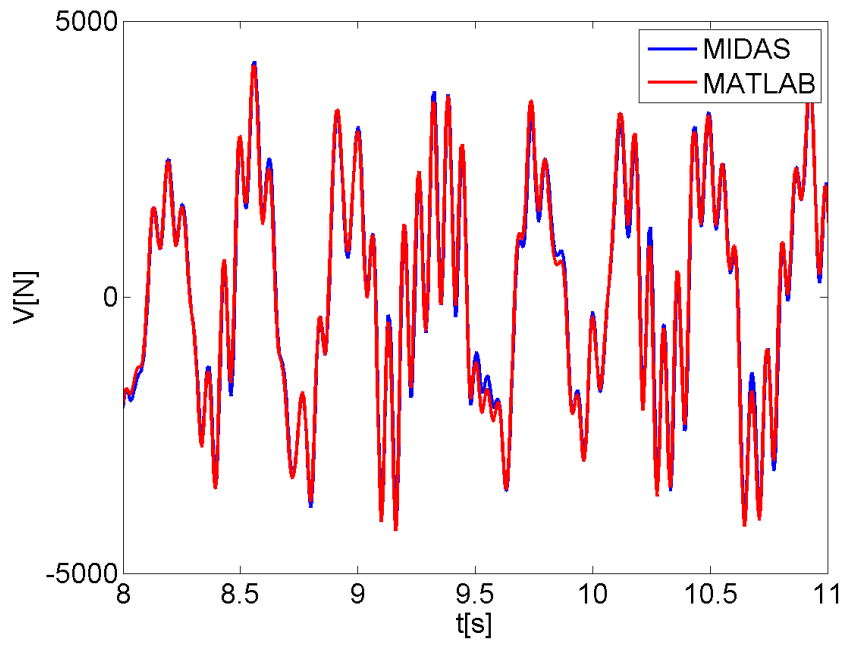


Figura A-7: Comparación Modelo Lineal MIDAS y Matriz Ensamblada M3 C100

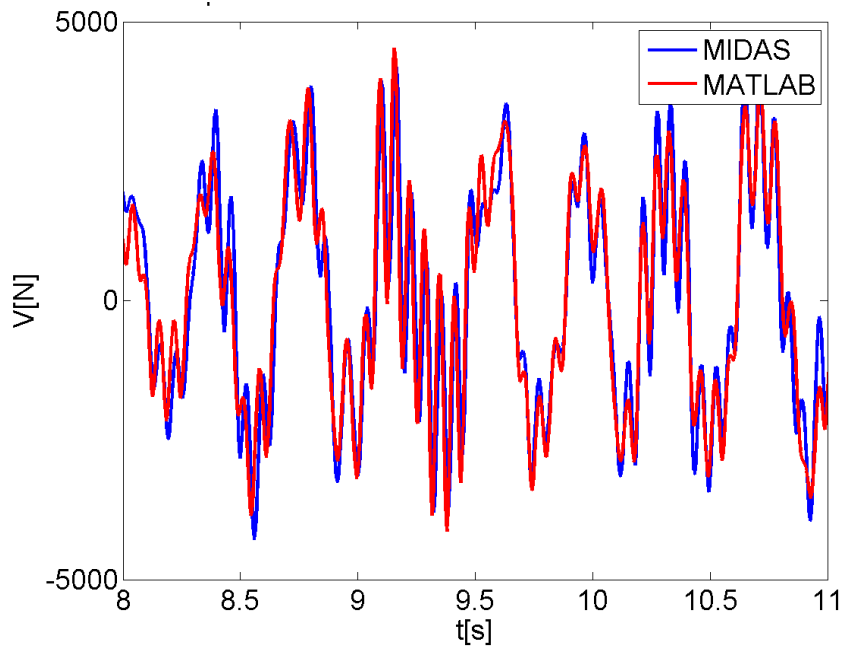


Figura A-8: Comparación Modelo Lineal MIDAS y Matriz Ensamblada M4 C100

Anexo B ESCALAMIENTO

A fin de presentar el marco teórico en el que se basa el escalamiento de cada parámetro se proporciona el siguiente anexo, para el que se utilizan las siguientes notaciones,

λ : Escala.

L : Largo.

E : Módulo de elasticidad.

ρ : Densidad.

A : Área.

V : Volúmen.

m : Masa.

x : Desplazamiento.

v : Velocidad.

a : Aceleración.

w : Peso.

F : Fuerza.

M : Momento.

σ : Tensión.

ε : Deformación.

t : Tiempo.

f : Frecuencia.

k : Rigidez.

P : Forzante.

X_p : Variable X en el prototipo.

X_m : Variable X en el modelo.

Por la definición básica de escala, se tiene que,

$$\frac{L_p}{L_m} = \lambda \quad (\text{B-17})$$

Del mismo modo,

$$\frac{x_p}{x_m} = \lambda \quad (\text{B-18})$$

Además, se parte del supuesto que el módulo de elasticidad y el momento no están escalados. Este supuesto es compatible con los problemas de dinámica de estructuras, en que sería muy difícil escalar el módulo de elasticidad de los materiales, y perdería sentido el escalar la aceleración del registro y de las respuestas del modelo. De este modo, se tiene que,

$$\frac{a_p}{a_m} = \frac{E_p}{E_m} = \lambda \quad (\text{B-19})$$

Considerando de forma fundamental el cumplir la ecuación de dinámica de estructuras, se tiene que

$$m_p a_p + k_p x_p = P_p \quad (\text{B-20})$$

La rigidez de una estructura se puede relacionar con la elasticidad, del modo más sencillo, se tiene que $k_p = L_p E_p$. Adicionalmente, al ser la forzante un sismo, se tiene que $P_p = -m_p a_{gp}$. Aplicando el supuesto referente a que la aceleración y el módulo de elasticidad no son escalados, se obtiene,

$$m_p a + E L_p x_p = -m_p a_g \quad (\text{B-21})$$

$$m_p (a + a_g) = -E L_p x_p \quad (\text{B-22})$$

Del mismo modo, para el modelo se tiene,

$$m_m (a + a_g) = -E L_m x_m \quad (\text{B-23})$$

Al dividir (B-22) en (B-23), se logra

$$\frac{m_p (a + a_g)}{m_m (a + a_g)} = \frac{-E L_p x_p}{-E L_m x_m} \quad (\text{B-24})$$

Simplificando y usando la definición de escala dada en (B-18)

$$\frac{m_p}{m_m} = \lambda^2 \quad (\text{B-25})$$

Con las relaciones logradas, y a partir de ecuaciones básicas de la física se pueden deducir el resto de las relaciones de escala.

De la definición de densidad, se tiene que

$$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{m_p / L_p^2}{m_m / L_m^2} = \lambda^{-1} \quad (\text{B-26})$$

Del mismo modo, a partir de la definición de área y volumen se obtienen las relaciones $\frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} = \lambda^2$ y $\frac{V_p}{V_m} = \frac{L_p^3}{L_m^3} = \lambda^3$

Considerando un análisis dimensional, se tiene que $v = \sqrt{a \cdot L}$, de modo que,

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{\sqrt{a_p \cdot L_p}}{\sqrt{a_m \cdot L_m}} = \lambda^{1/2} \quad (\text{B-27})$$

El peso y la fuerza, al estar relacionadas por la segunda ley de Newton por medio de $F = m \cdot a$, se obtiene que,

$$\frac{W_p}{W_m} = \frac{F_p}{F_m} = \lambda^2 \quad (\text{B-28})$$

Y el momento, considerándolo de su forma más básica, se tiene que $M = F \cdot x$, así, se tiene que $\frac{M_p}{M_m} = \lambda^3$

Realizando nuevamente un análisis dimensional, se logra

$$\frac{t_p}{t_m} = \frac{d_p/v_p}{d_m/v_m} = \lambda^{1/2} \quad (\text{B-29})$$

$$\frac{f_p}{f_m} = \frac{1/f_p}{1/f_m} = \lambda^{-1/2} \quad (\text{B-30})$$

De las relaciones obtenidas, se puede demostrar el cumplimiento de las leyes de Cauchy y Froude presentadas a continuación,

$$\text{parámetro de Cauchy} = \frac{\rho \cdot v^2}{E}$$

$$\text{parámetro de Froude} = \frac{v^2}{L \cdot g}$$

de la siguiente manera,

$$\frac{\rho_p \cdot v_p^2}{E_p} \frac{E_m}{\rho_m \cdot v_m^2} = \frac{\lambda^{-1} \left(\lambda^{\frac{1}{2}}\right)^2}{1} = 1 \quad (\text{B-31})$$

$$\frac{v_p^2}{L_p g} \frac{L_m g}{v_m^2} = \left(\lambda^{\frac{1}{2}}\right)^2 \lambda^{-1} = 1 \quad (\text{B-32})$$

El resumen de los parámetros obtenidos se tabula en el trabajo de Carvalho, E. (1998) presentada en la Tabla 3-2: Factores de amplificación de las leyes de Cauchy y Froude .

Anexo C DESCRIPCIÓN Y ENSAYO DE MATERIALES

En este anexo se incluyen las fichas técnicas o características normativas de los materiales utilizados. También se incluyen los ensayos de dichos materiales.

C.1 HORMIGÓN PRESEC® C-15

FICHA DE PRODUCTO
MORTEROS



Presec® Hormigón

C-03, C-05, C-06, C-11, C-12, C-13, C-15

Aplicaciones

Presec Hormigón es un hormigón predosificado y envasado seco, desarrollado con áridos de menor tamaño a lo habitualmente utilizado en los hormigones, lo que mejora notablemente la trabajabilidad del producto y la compactación del mismo. Su formulación libre de cloruros minimiza el riesgo de corrosión de las enfierraduras.

En su formato envasado resulta muy adecuado para obras de remodelación o de difícil acceso de camiones mixer.



EL CORAZÓN DE CHILE



VERSION 01/ JULIO 2011
Melón Morteros se reserva el derecho de modificar el contenido de esta publicación sin previo aviso.



MELÓN RECOMIENDA UTILIZAR ELEMENTOS DE PROTECCIÓN PERSONAL EN LA COLOCACIÓN DE ESTE TIPO DE PRODUCTOS.

Características

Características Técnicas Claves	Tipos de Concretos					
	C-03	C-05	C-11	C-12	C-13	C-15
Resistencia a la Compresión kg/cm ²	300	250	350	400	500	250
Tamaño máximo nominal (mm)	8	8	8	8	8	2,5
Docilidad (cono)	12	12	12	12	12	12
Consistencia	Plástica	Plástica	Plástica	Plástica	Plástica	Plástica

Características Técnicas Generales

Retentividad	Grado 1 (> 70%)
Rendimiento	22 ± 1 lt/saco
Dosis de agua	5,0 ± 0,5 t/saco
Nivel de confianza	90%
Suministro	Saco de 45 kg.

*Nota: Están disponibles dosificaciones especiales.

Recomendaciones

Ejecución de la Faena

Moldaje y Armadura

- Las armaduras deben quedar aplomadas y con la separación especificada.
- Los moldajes deben ser lo suficientemente rígidos para resistir cargas y presiones ejercidas por el hormigón.
- Estantos para impedir la pérdida de lechada lo que dará origen a nidos de piedra o defectos superficiales.

Verificar:

- Plomos y canterías de las estructuras
- Recubrimientos y ubicación correcta de los separadores de armaduras.

Desmoldante

- El desmoldante se debe aplicar con uniformidad y precisión (según fabricante).

Colocación del hormigón

- Las capas de hormigón fresco deben colocarse dentro de lo posible en forma horizontal y pareja.
- El hormigón se debe colocar en capas de 0,50 m como máximo.
- Colocar la capa superior antes de que fragüe la capa inferior.

Compactación

- El vibrador se debe centrar en la mezcla y luego deberá bajar rápidamente a través del hormigón para luego subirlo lentamente hacia la superficie.
- Se debe asegurar un buen traslape de las zonas de influencia del vibrador para asegurar un vibrado total de la estructura.
- Se debe sumergir el vibrador a través de la capa recién colocada y luego introducir aproximadamente 15 - 20 cm la capa inferior.
- Se deberá mantener el vibrador alejado de la enfierradura y del moldaje para evitar daños en la superficie de ésta.
- Vibrar intensamente en esquinas y en zonas altamente armadas.

Precauciones

- Evitar tocar armadura
- Evitar tocar el moldaje
- Evitar que el vibrador esté accionado en el aire o golpeando sobre el suelo

Curado del Hormigón

- El curado del hormigón se debe iniciar inmediatamente después de la operación de terminación de la superficie expuesta.
- Se debe seguir las pautas entregadas por la norma NCh 170 en su punto 12. Es decir, proporcionar un curado al hormigón desde la iniciación de su endurecimiento y mantenerlo durante un período mínimo de 7 días.
- En ningún caso, durante el período de curado, el hormigón debe sufrir cargas, impactos y vibraciones que puedan dañar el hormigón o el material de curado.
- Un mal curado provocaría pérdida de resistencia, aparición de fisuras, desprendimientos, etc.

Consultas al sitio
www.melon.cl

Contacto

Fono: (56-2) 490 9000
presec@melon.cl
Av. Ochagavía 11491 San Bernardo, Santiago.

C.2 SUPERPLASTIFICANTE VISCOCRETE® 5100 CL

Construcción

Ficha Técnica
Versión Septiembre, 2015
Sika Viscocrete 5100 CL

Sika® Viscocrete® 5100 CL

Reductor de agua de alta eficiencia

Descripción del Producto	Sika® Viscocrete® 5100 CL es un aditivo de alta capacidad de reducción de agua, basado en polímeros sintéticos que permite máxima fluidez, alta cohesión y mantener la trabajabilidad de la mezcla en forma prolongada.
Usos	<ul style="list-style-type: none">■ Hormigón prefabricado y pretensado■ Hormigón Auto Compactante sin necesidad de vibración■ Hormigón con máxima reducción de agua■ Hormigón de alta resistencia■ Hormigón con mantención prolongada de la fluidez■ Hormigón impermeable y de alta durabilidad■ Hormigón bajo agua y hormigón bombeado■ Hormigón de elementos esbeltos y con alta cuantía de acero■ Hormigón a la vista sin defectos estéticos
Ventajas	<p>Sika® Viscocrete® 5100 CL, como poderoso superplastificante, actúa por diferentes mecanismos, incluyendo adsorción superficial y efectos estéricos separando las partículas de cemento. Se obtienen las siguientes propiedades:</p> <ul style="list-style-type: none">■ Fuerte comportamiento autocompactante. Por lo mismo, es altamente apropiado para la producción de Hormigón Auto Compactante, sin necesidad de vibración (Self Compacting Concrete - SCC).■ Excelente mantención de la fluidez a través del tiempo.■ Extremadamente alta reducción de agua (30%), lo que resulta en hormigón de alta resistencia y densidad.■ Excelente fluidez, lo que resulta en el trabajo reducido al mínimo para la colocación y compactación.■ Incremento del desarrollo de alta resistencia inicial■ Mejoramiento del comportamiento en fluencia y retracción.■ Reducida velocidad de carbonatación del hormigón. <p>Sika® Viscocrete® 5100 CL no contiene cloruros u otro ingrediente promotor de la corrosión, por lo que puede ser utilizado sin restricciones en hormigón armado y pre tensado.</p>
Normas	Cumple con los requisitos especificados para superplastificantes en las normas SIA 162 (1989) y EN 934-2.
Datos del Producto	
Color	Líquido color ambar de transparente a opaco
Almacenamiento	<p>Sika® Viscocrete® 5100 CL puede almacenarse durante 1 año en su envase original cerrado, protegido del sol directo y del congelamiento a temperaturas entre 5°C y 35°C.</p> <p>En caso de congelamiento, el producto puede ser utilizado si posteriormente se descongela lentamente a temperatura de 20°C y se agita en forma intensa.</p>
Presentación	Granel Tambor de 216 kg.



Datos Técnicos	
Densidad	1,08 kg/dm ³
Aplicación	
Consumo	0,3 a 1,5 kg. para 100 kg. de cemento.
Método de aplicación	<p>Sika® Viscocrete® 5100 CL se utiliza en dosis de 0,3 a 1,5% del peso del cemento, dependiendo del efecto deseado.</p> <p>El aditivo debe agregarse diluido en el agua de amasado en el momento del mezclado o agregado simultáneamente con el agua al interior del mezclador. Puede también ser agregado posterior al amasado para aumentar la fluidez del hormigón en obra. Para un óptimo comportamiento, mezclar enérgicamente durante un mínimo de 1 minuto.</p> <p>Para el uso del Hormigón Auto Compactante se requiere de un diseño especial para el hormigón. Favor contáctese con nuestro Departamento Técnico.</p> <p>Sika® Viscocrete® 5100 CL puede ser utilizado en conjunto con otros aditivos Sika, para lo cual se recomienda realizar ensayos previos con la combinación deseada.</p> <p>En la producción, colocación y curado del hormigón se deben seguir las reglas de buena práctica habitualmente usadas</p>
Base de Valores	Todos los datos técnicos del producto indicados en esta hoja de datos se basan en pruebas de laboratorio. Los datos medidos reales pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.
Restricciones Locales	Observe, por favor, que como resultado de regulaciones locales específicas el funcionamiento de este producto puede variar de un país a otro. Consultar, por favor, la hoja de datos local del producto para la descripción exacta de los campos de aplicación.
Instrucciones de seguridad	
Salud y Seguridad	Para información y consejo sobre seguridad en la manipulación, almacenamiento y disposición de productos químicos, los usuarios deben referirse a la ficha de datos de seguridad vigente, la cual contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y otros datos relativos a la seguridad. En caso de emergencia llamar al CITUC a los siguientes fonos: 6353800 por intoxicaciones ó 2473600 por emergencias químicas.
Observaciones	La información, y, en particular, las recomendaciones relacionadas a la aplicación y uso final de productos de Sika, se dan en buena fe basada en el conocimiento y experiencia actual de Sika de los productos cuando se han almacenado apropiadamente, manipulados y aplicados bajo las condiciones normales de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las diferencias en materiales, sustratos y condiciones reales del sitio son tales que ninguna garantía en relación a la comercialización o de aptitud para un propósito particular, ni cualquier obligación que surja en absoluto de cualquier relación legal, puede ser inferida de esta información, ni de cualquier otra recomendación escrita, o de cualquier otra sugerencia ofrecida. El usuario debe probar la aptitud del producto para la aplicación y propósito propuesto. Sika se reserva el derecho para cambiar las propiedades de sus productos. Deben observarse los derechos de propiedad de terceras partes. Todas las órdenes de compra son aceptadas sujetas a nuestras condiciones actuales de venta y entrega. Los usuarios siempre deben referirse a la más reciente edición de la Ficha Técnica local del producto correspondiente, copias de la cual se proporcionarán a su solicitud.



Sika S.A. Chile
 Pdte. S. Allende 85
 San Joaquín
 Santiago
 Chile

Tel. 56 2 510 6510
 Fax 56 2 552 3735
 www.sika.cl



C.3 BARRAS LISAS ACERO A440-280H

En base a la norma que rige las especificaciones de las barras de refuerzo laminadas en caliente, NCh204 of.2006, se tiene

Tabla 1 - Requisitos ensayo de tracción

	A440-280H	A560-350H	A630-420H
Tensión de fluencia F_y MPa	280 mín.	350 mín.	420 mín. 580 máx.
Resistencia a la tracción F_u MPa	440 mín.	560 mín.	630 mín.
Relación F_u / F_y mín.	1,25	1,25	1,25
Alargamiento % probeta $L_0 = 200$ mm	16	$\frac{7\ 700}{F_u} - K$	$\frac{7\ 000}{F_u} - K$
El alargamiento porcentual de ruptura para probetas de 200 mm entre marcas no debe ser menor que 8% para los aceros de grados A560-350H y A630-420H.			

C.4 BARRAS ENTALLADAS AT56-50H

En base a la norma que rige las especificaciones de las barras de refuerzo de acero AT56-50H, NCh1173 of.77, se tiene

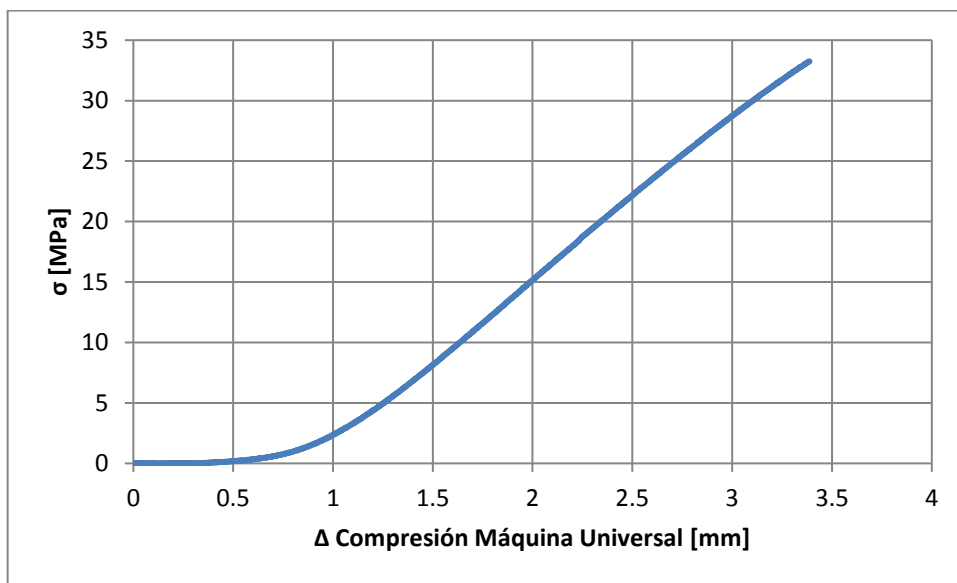
Tabla 1 - Propiedades mínimas mecánicas en el ensayo a la tracción

Características	Unidad de medida	Grado AT56-50H
		Valores numéricos
Resistencia a la ruptura	MN/m ² (Kgf/mm ²)	549 (56)
Límite de fluencia	MN/m ² (Kgf/mm ²)	490 (50)
Alargamiento en probeta en que $L_0 = 10 d$ (1)	%	6

1) L_0 es la distancia entre marcas, d es el diámetro nominal, milímetros.

C.5 ENSAYOS DE CILINDROS DE HORMIGÓN

Fueron ensayados 6 cilindros a la compresión, pertenecientes a dos grupos: 3 probetas P1 correspondientes a los muros M2, M3 y M5; y 3 probetas P3 que corresponden con los muros M1 y M4. Todas fueron obtenidas a partir de las coladas de hormigón recogidas al momento de la colocación del mismo el día 23-Nov- 2015. Una de las probetas del grupo P3 fue ensayada el 15-Abr-2016 en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, con el fin de obtener la curva tensión-deformación, sin embargo no se logró precisar la deformación, y el equipo no dio abasto para la capacidad del cilindro, que superó los 33 [MPa] (ver gráfico). El resto de éstas fue ensayado el día 10-May-2016 en el Laboratorio de Prefabricados del Instituto de Investigación y Ensayes de Materiales (IDIEM). El estado final de las probetas se presenta en la fotografía, además de mostrar en la siguiente página la ficha de ensaye.





fcfm

FACULTAD DE CIENCIAS
FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
UNIVERSIDAD DE CHILE

Idiem

UN SIGLO DE CONFIANZA Y RESPALDO

SEE N° /FOR 12006 2016 FECHA: 1 de 2

REFERENTE A: Resistencia a la Compresión de ~~los~~ **castigos de Hormigón.**

EMITIDO POR: Unidad de Prefabricados - Sección Estructuras - Ensayos Plaza Ercilla N° 883, Santiago.

SOLICITANTE: FRANCISCO JIMENEZ

PRODUCTO: PROPOSTAS CÍVICAS

NORMA DE REFERENCIA: ~~NCH 185 OF 2004~~ "Conductos prefabricados de Hormigón para Alcantarillado - Método de ensayo"

FECHA DE RECEPCIÓN DE MUESTRA: 10-05-2016

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

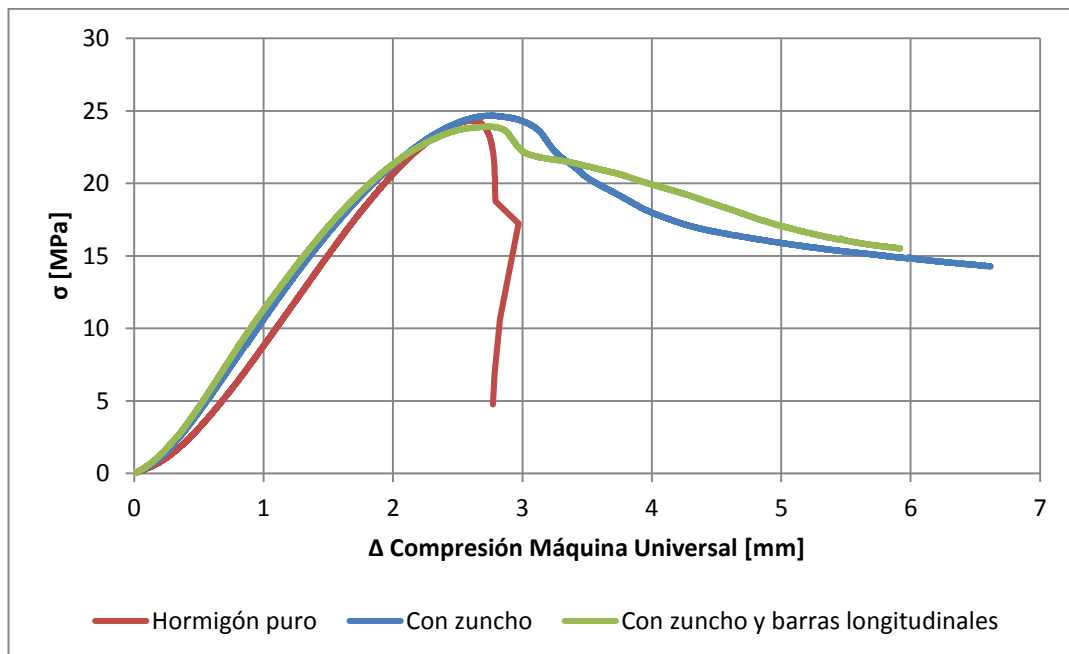
Muestra	Identificación de la muestra	Fecha de Fabricación	Fecha Ensayo	D1 [mm]	D2 [mm]	h1 [mm]	h2 [mm]	Carga lectura maquina [kN]	Carga Corregida $\frac{F_{ck}}{A_{ck}}$ Kgf
1	P1a		11-05-2016	149,1		301,2		496,0	8243f
2	P1b		/	149,2		299,9		486,4	8144f
3	P1c		/	149,2		302,8		690,7	7157z
4	P3a		/	149,1		294,4		554,2	5746z
5	P3b		/	149,2		298,4		679,1	70375
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									

Francisco López S.

Arica
Calama
Antofagasta
Vina del Mar
Santiago
Concepción
www.idiem.cl

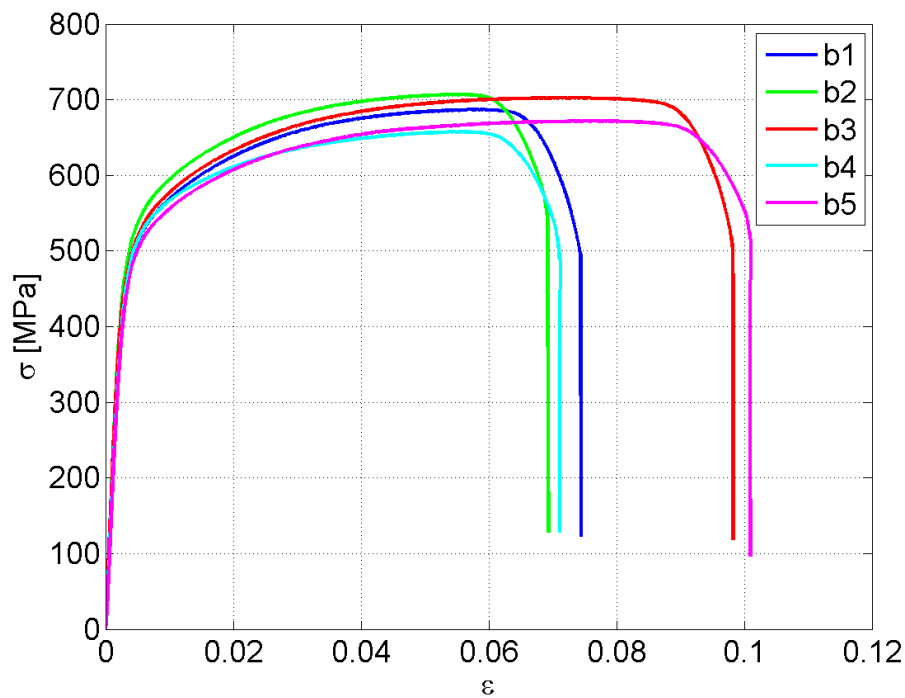
C.6 CILINDROS DE HORMIGÓN CON BARRAS DESADHERIDAS

Como parte de los requisitos constructivos, se requiere corroborar la eficacia de utilizar barras des-adherida, es decir, barras engrasadas y envueltas en film plástico, de modo que no trabajen de forma longitudinal. Esto se realiza por medio de tres cilindros de hormigón. El primero de hormigón puro, el segundo de hormigón confinado por medio de un zuncho $\varnothing 6$ y finalmente uno con zuncho $\varnothing 6$ y barras desadheridas como se ha indicado. El resultado final del ensayo, realizado en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, muestra que no hay diferencia al considerar las barras desadheridas, comprobando la eficacia del método propuesto. A continuación las curvas tensión-deformación y una fotografía de la falla de la muestra con zuncho y barras desadheridas.



C.7 ENSAYO DE BARRAS DE ACERO AT56-50H

Se ensayan las barras $\varnothing 4$ de calidad nominal AT56-50H en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Este refuerzo es el definido a utilizar en la armadura de corte y estribos de confinamiento de borde. A continuación los gráficos de tensión-deformación par a los 5 ensayos.



Anexo D CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA BASE

D.1 PROPIEDADES NOMINALES

A continuación, se presenta en detalle la memoria de cálculo de las propiedades del muro base, considerando las propiedades nominales de los materiales.

La resistencia al corte se calcula de la siguiente forma,

$$b := 40\text{mm}$$

$$d := (150 - 12)\text{mm} = 138\text{mm}$$

$$f_c := 25\text{MPa}$$

$$V_u := 4000\text{N}$$

$$\phi := 4\text{mm} \quad n_{\text{ramas}} := 1$$

$$A_v := n_{\text{ramas}} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 12.566 \cdot \text{mm}^2$$

$$s_w := 80\text{mm} \quad f_y := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

1. Resistencia

$$V_c := 0.17 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d \quad V_c = 4.692 \cdot \text{kN}$$

$$\phi V_c := 0.75 V_c = 3.519 \cdot \text{kN}$$

$$V_{ns} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 10.629 \cdot \text{kN}$$

$$V_n := V_c + V_{ns} = 15.321 \cdot \text{kN}$$

$$\phi V_n := 0.75(V_c + V_{ns}) = 11 \cdot \text{kN}$$

$$F_U := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.348$$

2. Armadura mínima

$$A_{v_{\min}} := \begin{cases} \left(0.062 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \right) \cdot b \cdot s & \text{if } \frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \\ 0 & \text{if } \frac{\phi V_c}{2} > V_u \end{cases}$$

$$F_U := \frac{A_{v_{\min}}}{A_v} = 0.161$$

3. Corte máximo

$$V_{s_{\max}} := 0.66 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d = 18.216 \cdot \text{kN}$$

$$FU_{\text{www}} := \frac{V_u - \phi V_c}{V_{s_{\max}}} = \blacksquare$$

4. Espaciamiento máximo de estribos

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{0.75} = 0.641 \cdot \text{kN}$$

$$s_{\max} := \begin{cases} \frac{d}{2} & \text{if } V_s \leq 0.33 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d \cdot s_{\max} = 69 \cdot \text{mm} \\ \frac{d}{4} & \text{if } V_s > 0.33 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d \end{cases}$$

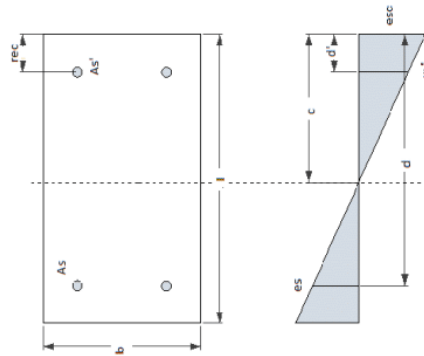
$$FU_{\text{www}} := \frac{s}{s_{\max}} = 1.159$$

Mientras el momento nominal, considerando la carga axial a la que está sometido el muro, considera la planilla de la página siguiente.

Resistencia de columnas

Propiedad de los materiales	
Hormigon H35	Acero A 630-420 H
$f'c$ [Mpa]	25 f_y [Mpa] 280
E_c [Mpa]	23500 E_s [Mpa] 200000
ϵ_c fluencia	0.0021 ϵ_s fluencia 0.0014
β_1	0.85

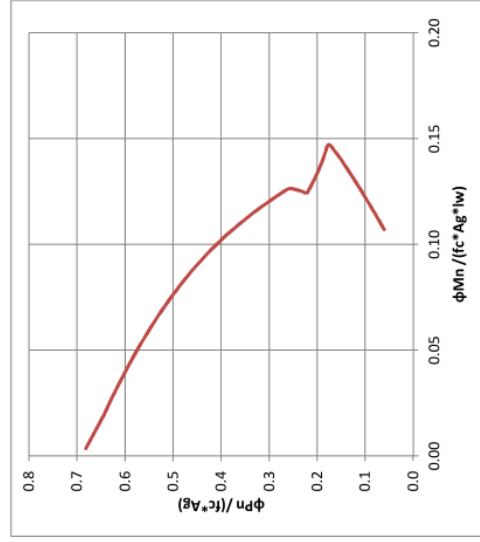
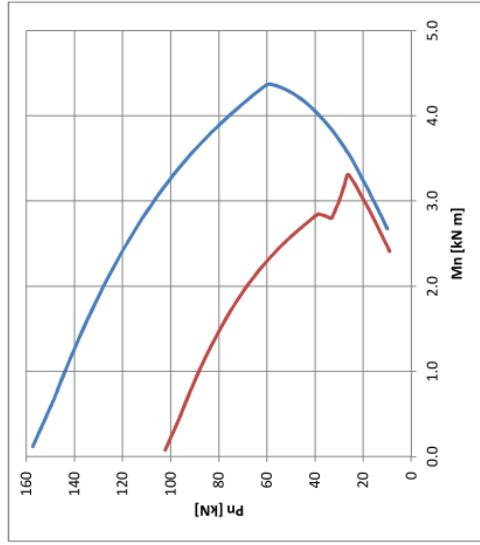
Propiedades de la sección



lw [mm]	150
bw [mm]	40
gamma	0.9
d' [mm]	12
d [mm]	138

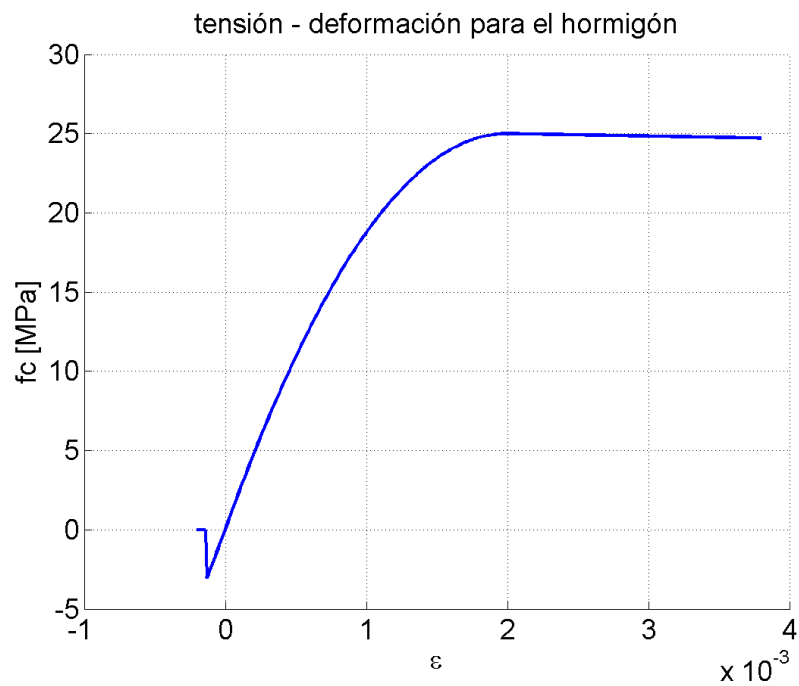
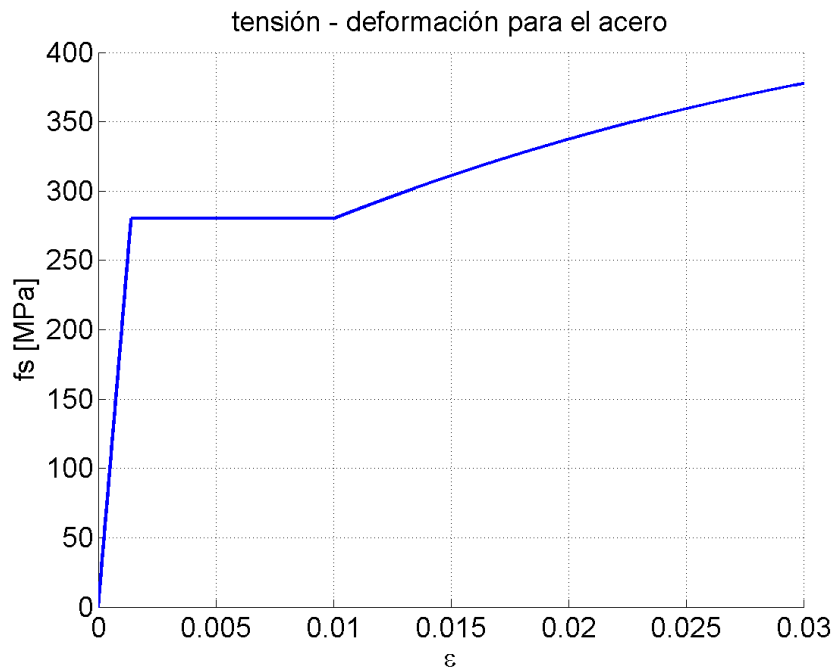
CABEZAL	
ϕ [mm]	6
Abarra [mm ²]	28.3
nro barras	2
A_s [mm ²]	57
A_s' [mm ²]	57
rho borde	9.4%

DISTRIBUIDA	
ϕ [mm]	0
Abarra [mm ²]	0.0
reparticion	250
DM	2
A_s [mm ² /m]	0
rho distribu	0.00%

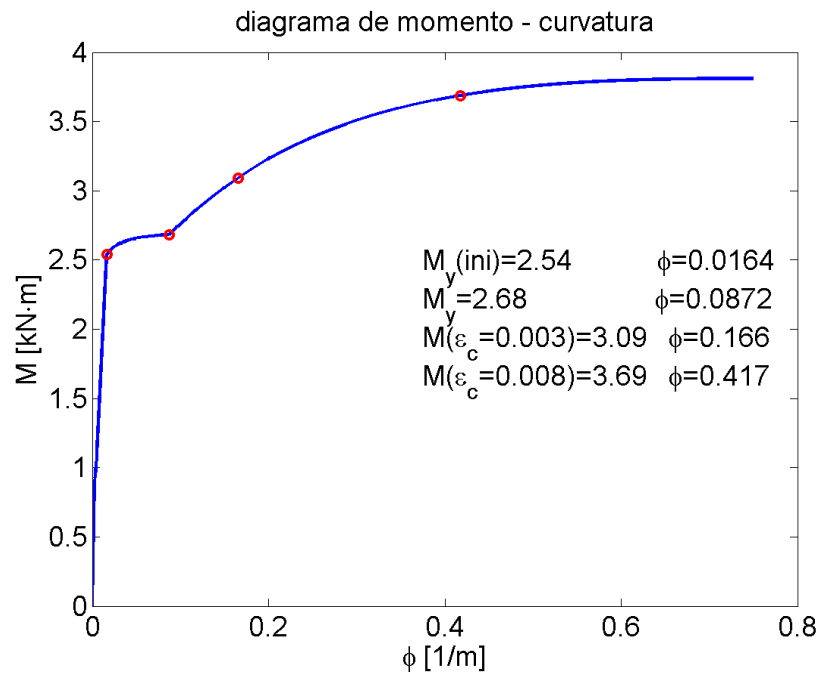


c [mm]	HORMIGO		CABEZAL COMP		CABELZAL TRAC											
	a [mm]	a corregido [mm]	Cc [KN]	fs' [Mpa]	fs' [Mpa]	fs' [Mpa]	fs corregido [Mpa]	Ts [KN]	Pn [kN]	Mn [kN m]	ϕ	ϕP_n [kN]	ϕM_{in} [kN m]			
21.4	18	18	15	184	184	10	0.0114	-2288	-280	-16		10.06	2.67	0.90	9.1	2.4

El análisis no lineal a base de un modelo de fibra se basa en las siguientes propiedades de los materiales, graficadas a continuación.



De esto resulta el diagrama momento - curvatura graficado en la Figura.



El pandeo crítico de Euler se estima usando la siguiente formulación.

$$f_c := 25 \text{ MPa}$$

$$E := 4700 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 2.35 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$b := 150 \text{ mm} \quad h := 40 \text{ mm} \quad \underline{L} := 2.15 \text{ m}$$

$$I := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = 80 \cdot \text{cm}^4$$

$$\alpha := 1 \quad \text{debido al arriostramiento fuera del plano}$$

$$P_{cr} := \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{(\alpha \cdot L)^2} = 40.14 \text{ kN}$$

Finalmente, el resorte rotacional se deduce como se indica en las siguientes líneas.

$$f_c := 25\text{MPa}$$

$$d_b := 6\text{mm}$$

$$f_y := 280\text{MPa}$$

$$M_y := 2.54\text{kN}\cdot\text{m} \quad \phi_y := 0.0164 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$u := 0.5 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \quad K_\phi := \frac{M_y}{\phi_y} = 154.878 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$

$$K_\theta := \frac{8u}{d_b \cdot f_y} \cdot \frac{M_y}{\phi_y} = 1843.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

D.2 PROPIEDADES REALES

Considerando las propiedades reales de ensayar los materiales, las propiedades del muro base son las siguientes.

La resistencia al corte

$$b := 40\text{mm}$$

$$d := (150 - 12)\text{mm} = 138\text{mm}$$

$$f_c := 39\text{MPa}$$

$$V_u := 4000\text{N}$$

$$\phi := 4\text{mm} \quad n_{\text{ramas}} := 1$$

$$A_v := n_{\text{ramas}} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 12.566 \cdot \text{mm}^2$$

$$s_w := 80\text{mm}$$

$$f_y := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

1. Resistencia

$$V_c := 0.17 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d \quad V_c = 5.86 \cdot \text{kN}$$

$$\phi V_c := 0.75 V_c = 4.395 \cdot \text{kN}$$

$$V_{ns} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 10.629 \cdot \text{kN}$$

$$V_n := V_c + V_{ns} = 16.489 \cdot \text{kN}$$

$$\phi V_n := 0.75(V_c + V_{ns}) = 12 \cdot \text{kN}$$

$$F_U := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.323$$

2. Armadura mínima

$$A_{v_{\min}} := \begin{cases} \left(0.062 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \right) \cdot b \cdot s & \text{if } \frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \\ 0 & \text{if } \frac{\phi V_c}{2} > V_u \end{cases}$$

$$F_U := \frac{A_{v_{\min}}}{A_v} = 0.201$$

3. Corte máximo

$$V_{s_{\max}} := 0.66 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d = 22.752 \cdot \text{kN}$$

$$\text{FU} := \frac{V_u - \phi V_c}{V_{s_{\max}}} = -0.017$$

4. Espaciamiento máximo de estribos

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{0.75} = -0.527 \cdot \text{kN}$$

$$s_{\max} := \begin{cases} \frac{d}{2} & \text{if } V_s \leq 0.33 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d \\ \frac{d}{4} & \text{if } V_s > 0.33 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \cdot b \cdot d \end{cases} s_{\max} = 69 \cdot \text{mm}$$

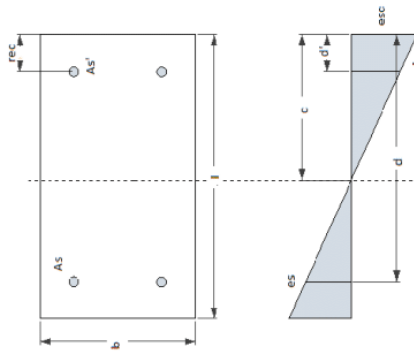
$$\text{FU} := \frac{s}{s_{\max}} = 1.159$$

En tanto, el momento resistente se muestra en la planilla de la página siguiente.

Resistencia de columnas

Propiedad de los materiales	
Hormigon	H35
Acero	A 630-420 H
$f'c$ [Mpa]	39
f_y [Mpa]	387
E_c [Mpa]	29351.49
E_s [Mpa]	200000
ϵ_c fluencia	0.0021
ϵ_s fluencia	0.001935
β_1	0.85

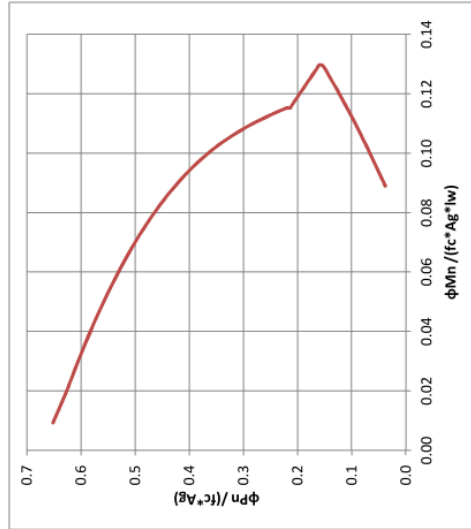
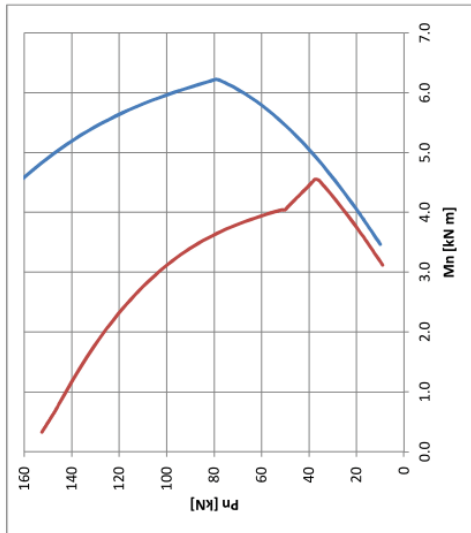
Propiedades de la sección



lw [mm]	150
bw [mm]	40
gamma	0.9
d' [mm]	12
d [mm]	138

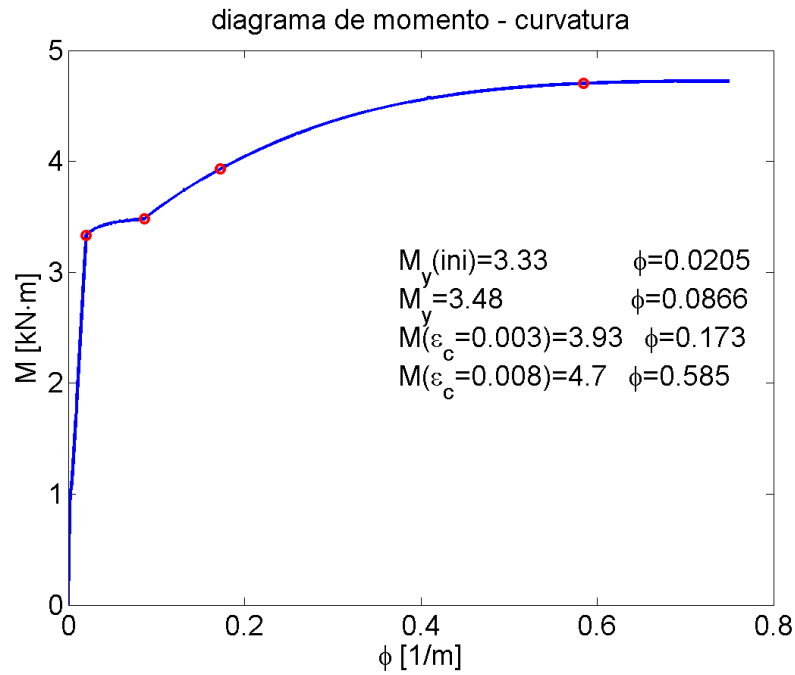
CABEZAL	
ϕ [mm]	6
Abarra [mm]	28.3
nro barras	2
As [mm ²]	57
As' [mm ²]	57
rho borde	9.4%

DISTRIBUIDA	
ϕ [mm]	0
Abarra [mm]	0.0
repartición	250
DM	2
As [mm ² /m]	0
rho distribu	0.00%



c[mm]	HORMIGO		CABEZAL COMP		CABEZAL TRAC		Pn [kN]	Mn [kN m]	ϕ	ϕMn [kN]	ϕMn [kN m]				
	a [mm]	a corregido [mm]	Cc [kN]	fs' [Mpa]	fs' corregido [Mpa]	fs [Mpa]						fs corregido [Mpa]	Ts [kN]		
19.92	17	17	22	167	167	9	0.0124	-2490	-387	-22	10.01	3.47	0.90	9.0	3.1

El diagrama momento-curvatura es el presentado a continuación.



Finalmente, de considerar un resorte rotacional, este se debe modelar como,

$$f_c := 39\text{MPa}$$

$$d_b := 6\text{mm}$$

$$f_y := 387\text{MPa}$$

$$M_y := 3.33\text{kN}\cdot\text{m} \quad \phi_y := 0.0205 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$u := 0.5 \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \quad K_\phi := \frac{M_y}{\phi_y} = 162.439 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}^2$$

$$K_\theta := \frac{8u}{d_b \cdot f_y} \cdot \frac{M_y}{\phi_y} = 1747.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Anexo E DISEÑO DEL PROTOTIPO

Para el diseño del prototipo se utilizan las cargas obtenidas del modelo modal espectral con un factor de reducción de 1.6. Los valores de factor de utilización (FU) deben ser menores a 1. El desarrollo se realiza en MATHCAD.

1. CARGAS SOLICITANTES

$$V_u := 193\text{kN} \quad M_u := 2638\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$P_u := 1000\text{kN}$$

2. PROPIEDADES MURO

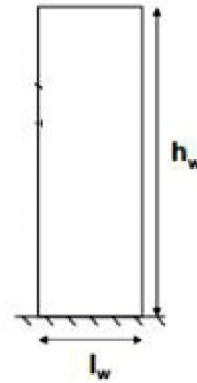
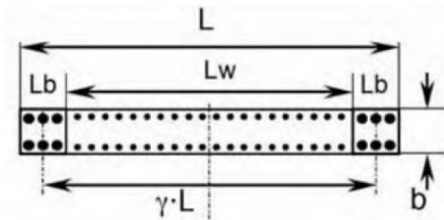
$$f_c := 25\text{MPa} \quad f_{cc} := 40\text{MPa}$$

$$f_y := 420\text{MPa}$$

$$l_w := 1.5\text{m} \quad b_w := 40\text{cm} \quad \gamma := .75$$

$$h_{w\text{total}} := 21.5\text{m}$$

$$A_g := l_w \cdot b_w = 0.6\text{m}^2$$



$$b_b := b_w$$

ancho elemento de borde

3. DISEÑO A FLEXION

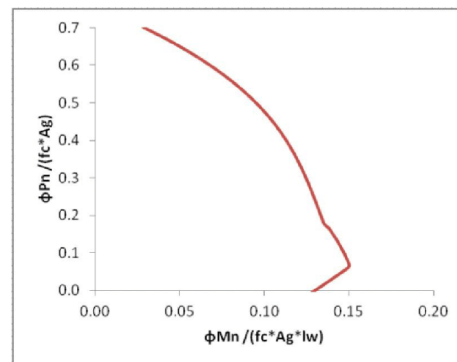
$$\frac{P_u}{f_c \cdot A_g} = 0.067 \quad \frac{M_u}{f_c \cdot A_g \cdot l_w} = 0.117$$

$$\rho_b := 4.2\% = 0.042$$

obtenido de diagrama de interacción

compresión máxima

$$FU_{\text{comp}} := \frac{\frac{P_u}{f_c \cdot A_g}}{0.35} = 0.19$$



3.1 Elementos de borde

$$A_{s_{\text{req}}} := \rho_b \cdot b_w \cdot (1 - \gamma) \cdot l_w = 6300\text{mm}^2$$

$$\phi_b := 32\text{mm} \quad n_{\text{ro}_b} := 8$$

número de barras en cada cabezal

$$l_b := (1 - \gamma) \cdot l_w = 375\text{mm}$$

$$A_{s_{\text{eff}}} := n_{\text{ro}_b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_b^2}{4} = 6434\text{mm}^2$$

$$FU_{b1} := \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{eff}}}} = 0.979$$

dimensión elemento de borde

$$FU_{b2} := \frac{\phi_b}{\frac{1}{9}b_b} = 0.72$$

3.2 Armadura distribuida

ρ_{wmin} := 0.25%cuantía de repartición (mínima)

$\phi_w := 10\text{mm}$ $s_w := 150\text{mm}$ $DM_w := 2$ repartición de armadura distribuida

$$\rho_w := DM_w \cdot \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_w} \cdot \frac{1}{b_w \cdot 1000\text{mm}} = 0.262\%$$

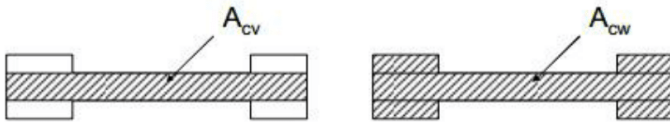
$$FU_w := \frac{\rho_{wmin}}{\rho_w} = 0.955$$

4. DISEÑO AL CORTE

4.1 Diseño por resistencia

$$esb := \frac{h_{wtotal}}{l_w} = 14.333$$

$$\alpha_c := \begin{cases} 0.25 & \text{if } esb \leq 1.5 \\ -0.16 \cdot (esb - 1.5) + 0.25 & \text{if } 1.5 < esb < 2 \\ 0.17 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \alpha_c = 0.17$$



$$A_{cv} := A_g = 0.6\text{m}^2$$

$\phi_t := 12\text{mm}$ $s_t := 150\text{mm}$ $DM_t := 2$ repartición de armadura transversal

$$\rho_t := DM_t \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_t} \cdot \frac{1}{1000\text{mm} \cdot b_w} = 0.377\%$$

$$V_n := A_{cv} \cdot \left(\alpha_c \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} + \rho_t \cdot f_y \right) = 1460 \cdot \text{kN}$$

$$FU_t := \frac{V_u}{0.75 \cdot V_n} = 0.176$$

4.2 Cuantía mínima de armadura

$$\rho_{tmin} := \begin{cases} 0.0020 & \text{if } V_u \leq 0.083A_{cv} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \wedge f_y \geq 420\text{MPa} \wedge \phi_t \leq 16\text{mm} \\ 0.0025 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho_{tmin} = 0.2\%$$

$$FU_{t2} := \frac{\rho_{tmin}}{\rho_t} = 0.531$$

4.3 Corte máximo de armadura de corte

$$V_{nmax} := 0.66A_{cv} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \quad \begin{array}{l} 0.66: \text{serie de machones} \\ 0.83: \text{machon individual o muro horizontal} \end{array}$$

$$FU_{t3} := \frac{V_n}{V_{nmax}} = 0.737$$

4.4 Espaciamiento máximo

$$s_{tmax} := 450\text{mm}$$

$$FU_{t4} := \frac{s_t}{s_{tmax}} = 0.333$$

4.5 Número de cortinas

$$DM_{tmin} := \begin{cases} 1 & \text{if } V_u < 0.17A_{cv} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \text{MPa} \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad DM_{tmin} = 1$$

$$FU_{t5} := \frac{DM_{tmin}}{DM_t} = 0.5$$

DS60 exige DM

4.6 Requerimiento especial de armadura vertical

$$\rho_{tmin2} := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{h_{wtotal}}{l_w} > 2 \\ \rho_w & \text{otherwise} \end{cases} \quad \rho_{tmin2} = 0$$

$$FU_{t6} := \frac{\rho_{tmin2}}{\rho_t} = 0$$

4.5 Diseño por capacidad

$$M_n := 3381 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{u_{\text{flex}}} := V_u \cdot \frac{1.25 M_n}{M_u} = 309.2 \cdot \text{kN}$$

$$FU_{t7} := \frac{V_{u_{\text{flex}}}}{V_n} = 0.212$$

5. CONFINAMIENTO DE BORDE

5.1 Espectro de desplazamiento Ds60

$$T_0 := 0.4 \text{ s} \quad p := 1.6 \quad A_0 := 0.4 \text{ g}$$

$$T_1 := 1.24 \text{ s}$$

$$C_d := 0.57 \cdot \frac{T_1}{s} + 0.63 = 1.337$$

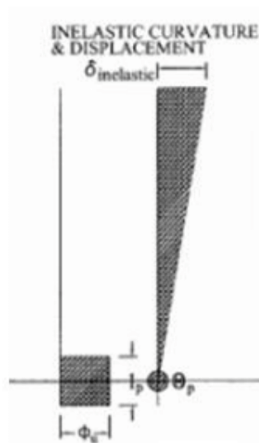
$$S_{de} := \frac{T_1^2}{4 \cdot \pi} \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot C_d = 59.396 \cdot \text{cm}$$

$$\alpha := \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_1}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_1}{T_0} \right)^3} = 0.926$$

$$\delta_u := 1.3 \cdot S_{de} = 77.215 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_e := 31 \text{ cm} \quad \phi_e := 2.66 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}} l_p := \frac{l_w}{2}$$

$$\phi_u := \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \cdot \left(h_{w\text{total}} - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = 3.183 \times 10^{-2} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

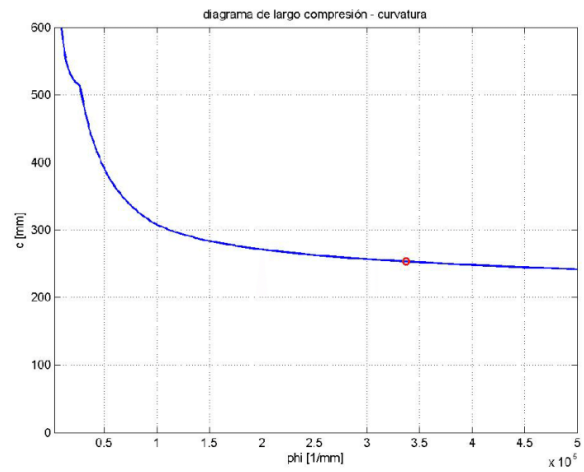
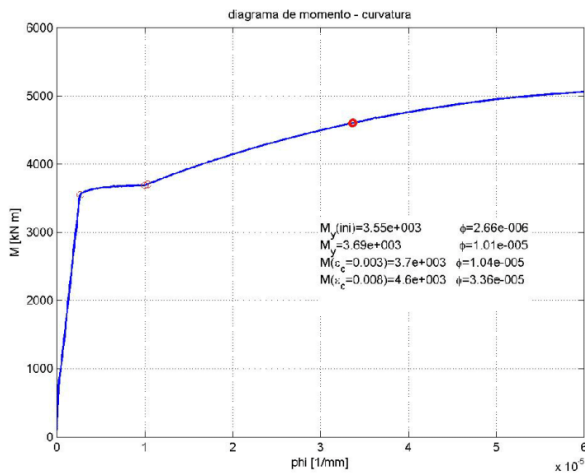


$$\delta_u = \theta_p h_w = \phi_p l_p h_w = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \cdot \frac{l_w}{2} h_w$$

Modelo simplificado
 $l_p = l_w / 2$

5.2 Largo de compresión

A partir del modelo de fibra no-lineal, Kent-Park (1971) para el acero de refuerzo y Mander (1984) para el hormigón, se tiene,



$$c_w := 250\text{mm} \quad \text{largo de compresión}$$

5.3 Requerimiento de elementos de borde

$$\text{desp} := \begin{cases} 0 & \text{if } c_w < \frac{l_w}{600 \cdot \frac{\delta u}{h_{w\text{total}}}} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \frac{l_w}{600 \cdot \frac{\delta u}{h_{w\text{total}}}} = 70 \cdot \text{mm}$$

$$\text{detesp} := \begin{cases} \text{"No requiere detallamiento especial"} & \text{if } \text{desp} = 0 \\ \text{"Requiere detallamiento especial"} & \text{if } \text{desp} = 1 \end{cases}$$

$$\text{detesp} = \text{"Requiere detallamiento especial"}$$

$$c_c := c_w - \frac{l_w}{600 \cdot \frac{\delta u}{h_{w\text{total}}}} = 180.389 \cdot \text{mm}$$

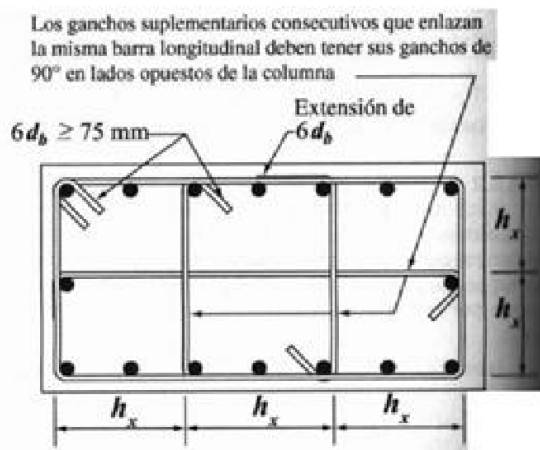
5.4 Dimensiones del confinamiento

$$h_x := 200\text{mm}$$

$$c_{\text{con}} := 400\text{mm}$$

$$s_b := 150\text{mm}$$

$$\phi_{\text{cb}} := 12\text{mm}$$



5.5 Si requiere o NO requiere detallamiento especial

separación armadura transversal

$$h_{x_{max}} := \begin{cases} l_w & \text{if } \rho_b < \frac{2.8\text{MPa}}{f_y} \\ 350\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 350 \cdot \text{mm}$$

$$FU_{cb1} := \frac{h_x}{h_{x_{max}}} = 0.571$$

espaciamiento máximo de estribos

$$s_{b_{max}} := \begin{cases} 200\text{mm} & \text{if } \rho_b < \frac{2.8\text{MPa}}{f_y} \\ \min(200\text{mm}, 6 \cdot \phi_b) & \text{otherwise} \end{cases} = 192 \cdot \text{mm}$$

$$FU_{cb3} := \frac{s_b}{s_{b_{max}}} = 0.781$$

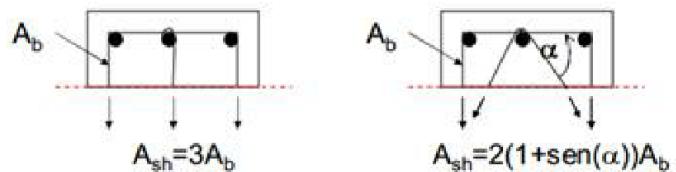
dimensiones estribos

$$FU_{cb4} := \frac{\frac{1}{3}\phi_b}{\phi_{cb}} = 0.889$$

limitar deformaciones y daño

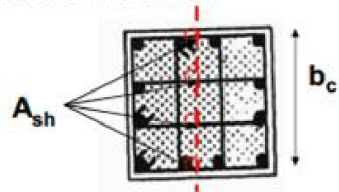
$$\epsilon_c := \left[\frac{\delta u - \delta e}{l_p \cdot \left(h_{wtotal} - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e \right] \cdot c_w = 0.008$$

$$FU_{cb5} := \frac{\epsilon_c}{.008} = 0.995$$



5.6 Si requiere detallamiento especial

A_{sh} = sección transversal de acero que cruza b_c (proyección de barras inclinadas)
 s = espaciamento de estribos



(ACI 318-05 Ec. 21-3)

sentido x: perpendicular al paño de muro

sentido y: longitudinal al muro

$$Ash_x := 3 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{cb}^2}{4}$$

$$Ash_y := 3 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{cb}^2}{4}$$

$$bc_x := \frac{475}{2} \text{ mm}$$

$$bc_y := 260 \text{ mm}$$

ancho mínimo de confinamiento

$$FU_{cb6} := \frac{300 \text{ mm}}{b_b} = 0.75$$

largo confinamiento

$$c_{cmin} := \max \left(c_w - \frac{l_w}{600 \cdot \frac{\delta u}{h_{wtotal}}}, b_b \right) = 400 \cdot \text{mm}$$

$$FU_{cb7} := \frac{c_{cmin}}{c_c} = 1$$

separación armadura transversal

$$hx_{max2} := \min \left(200 \text{ mm}, \frac{b_b}{2} \right) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$FU_{cb8} := \frac{hx}{hx_{max2}} = 1$$

espaciamiento máximo estribos

$$s_0 := \min \left[150 \text{ mm}, \max \left[\left(100 \text{ mm} + \frac{350 \text{ mm} - hx}{3} \right), 100 \text{ mm} \right] \right] = 150 \cdot \text{mm}$$

$$sb_m := \min \left(\frac{1}{2} \cdot b_w, 6 \cdot \phi_b, s_0 \right) = 150 \cdot \text{mm}$$

$$FU_{cb9} := \frac{sb}{sb_m} = 1$$

altura de confinamiento crítico

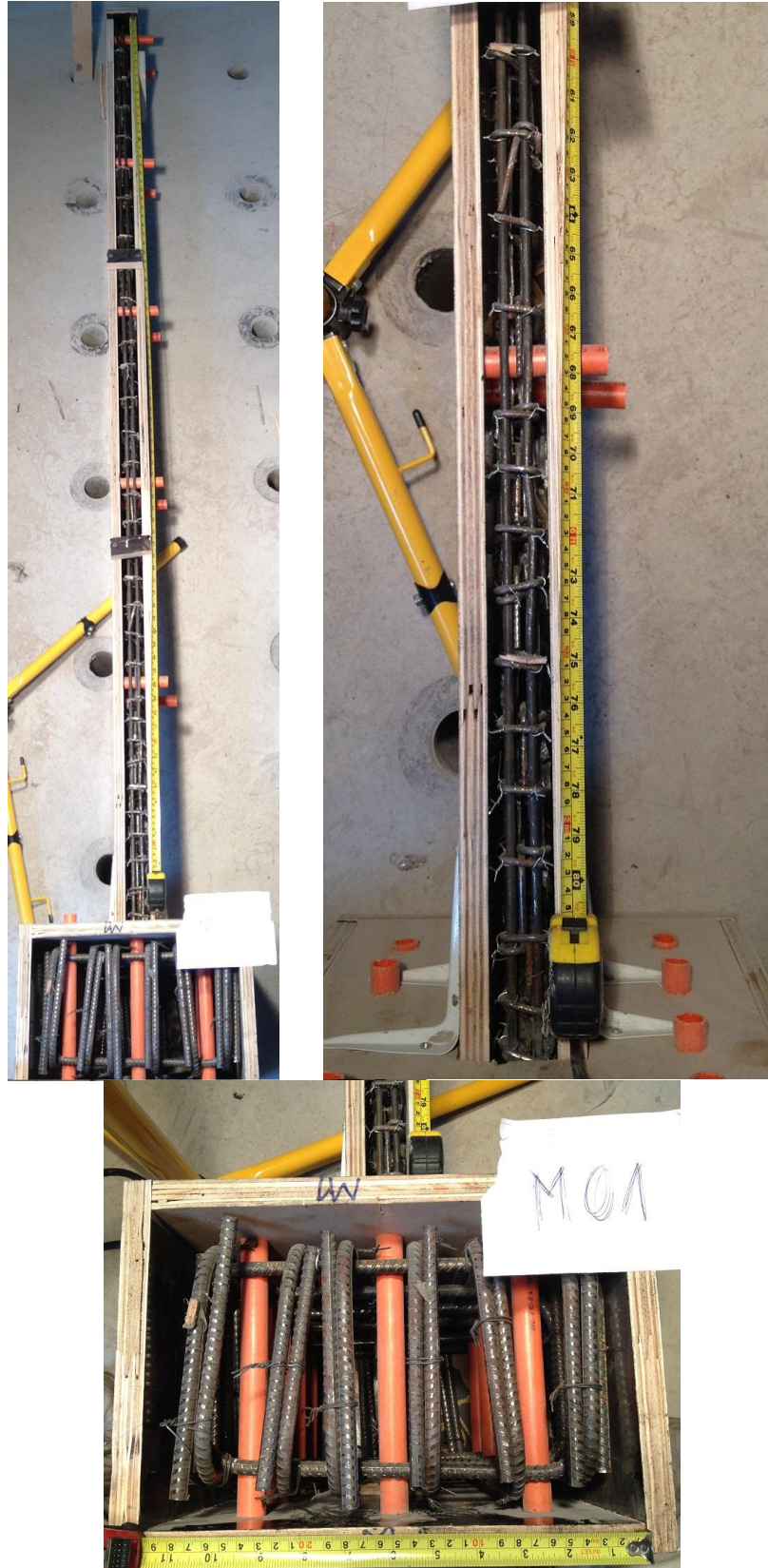
$$\frac{Mu}{4 \cdot Vu} = 3.417 \text{ m} \quad \text{consideración de diseño}$$

Anexo F FOTOGRAFÍAS

F.1 CONSTRUCCIÓN

En las siguientes imágenes se muestran los muros previos a ser hormigonados. Se incluye una fotografía general, una del primer tercio y una de la base.

M1



M2



M3



M4



M5

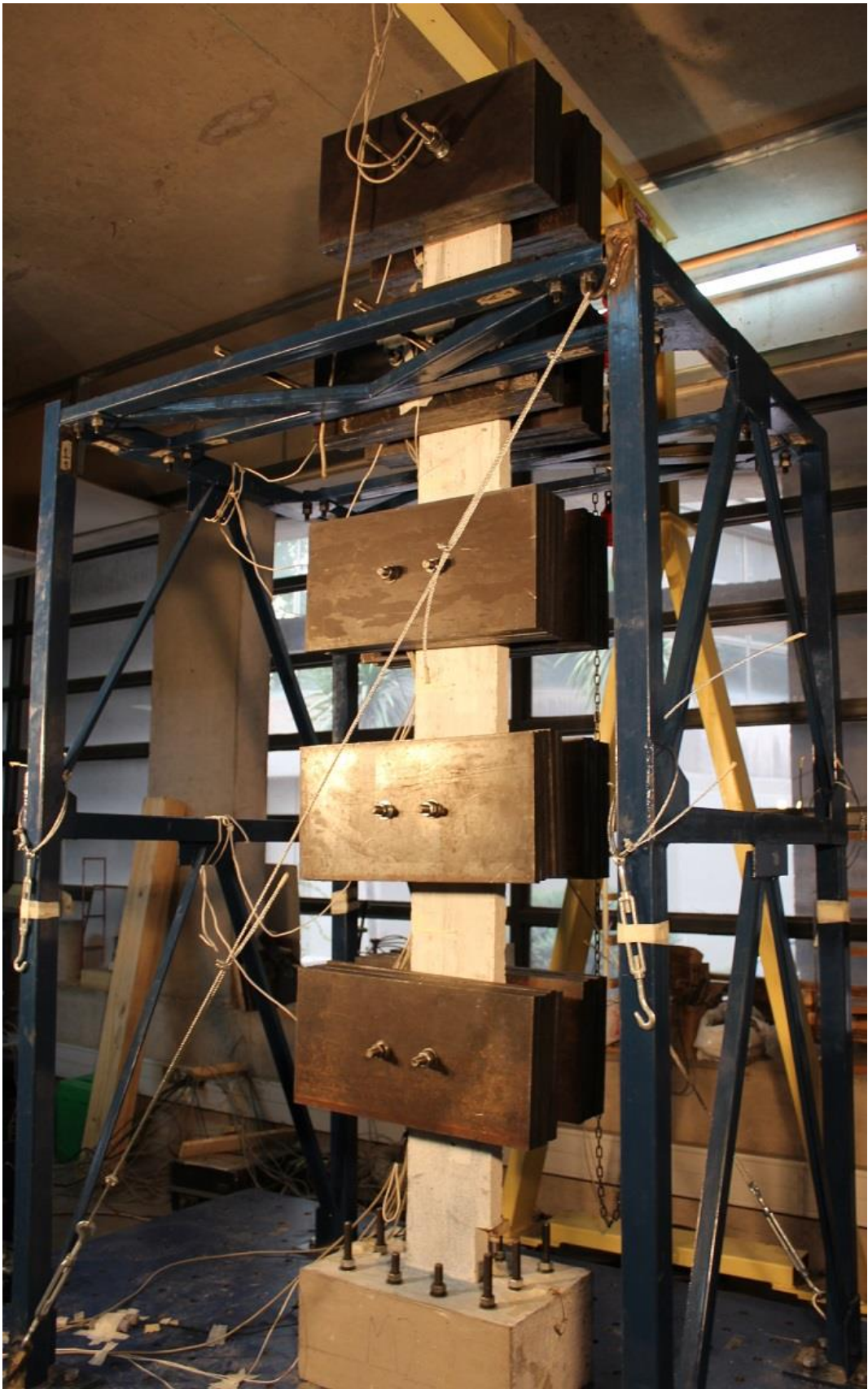


F.2 MONTAJE PREVIO ENSAYO

A continuación, se muestra una fotografía de cada ensayo previo a ser ensayado.



M1



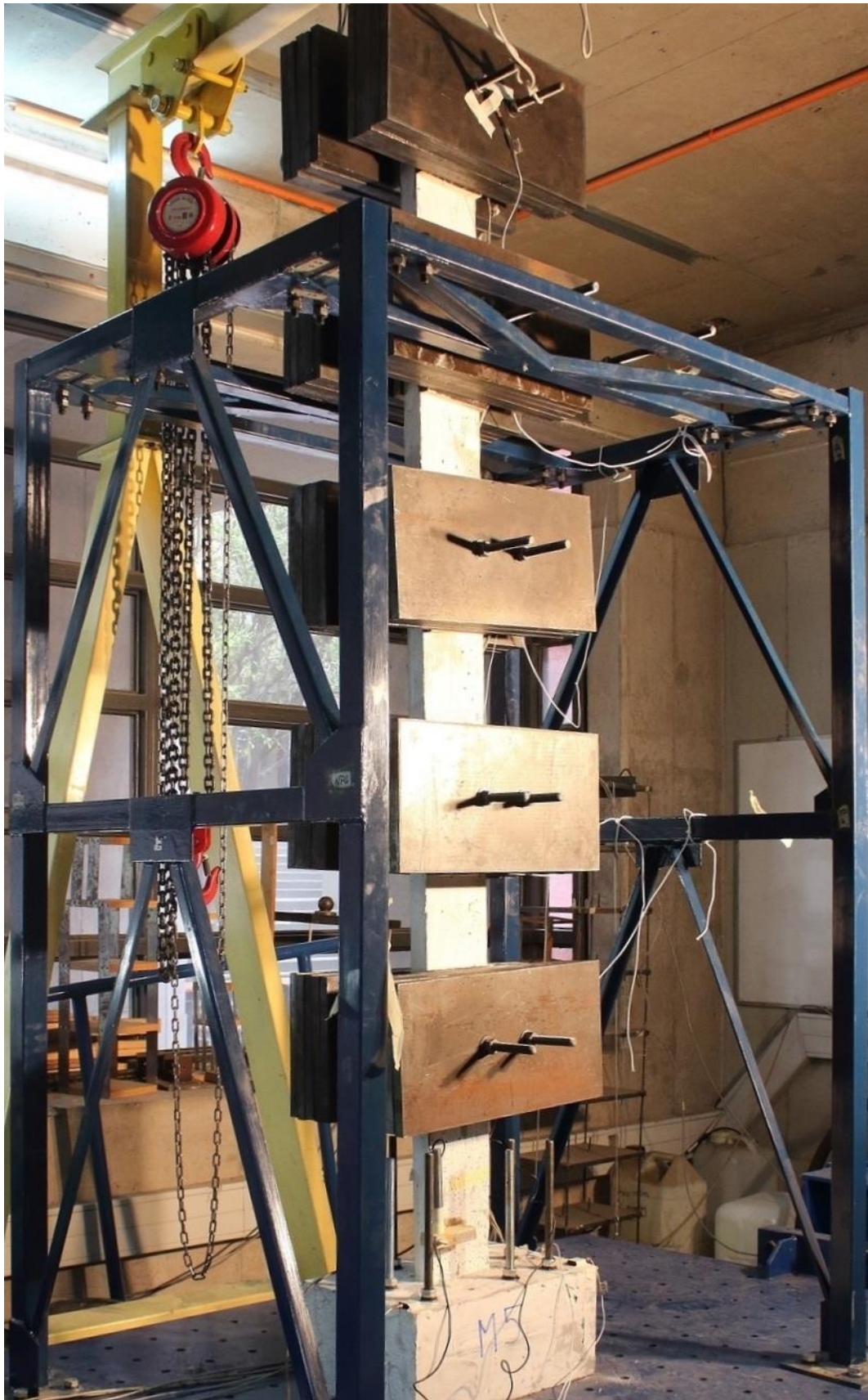
M2



M3



M4



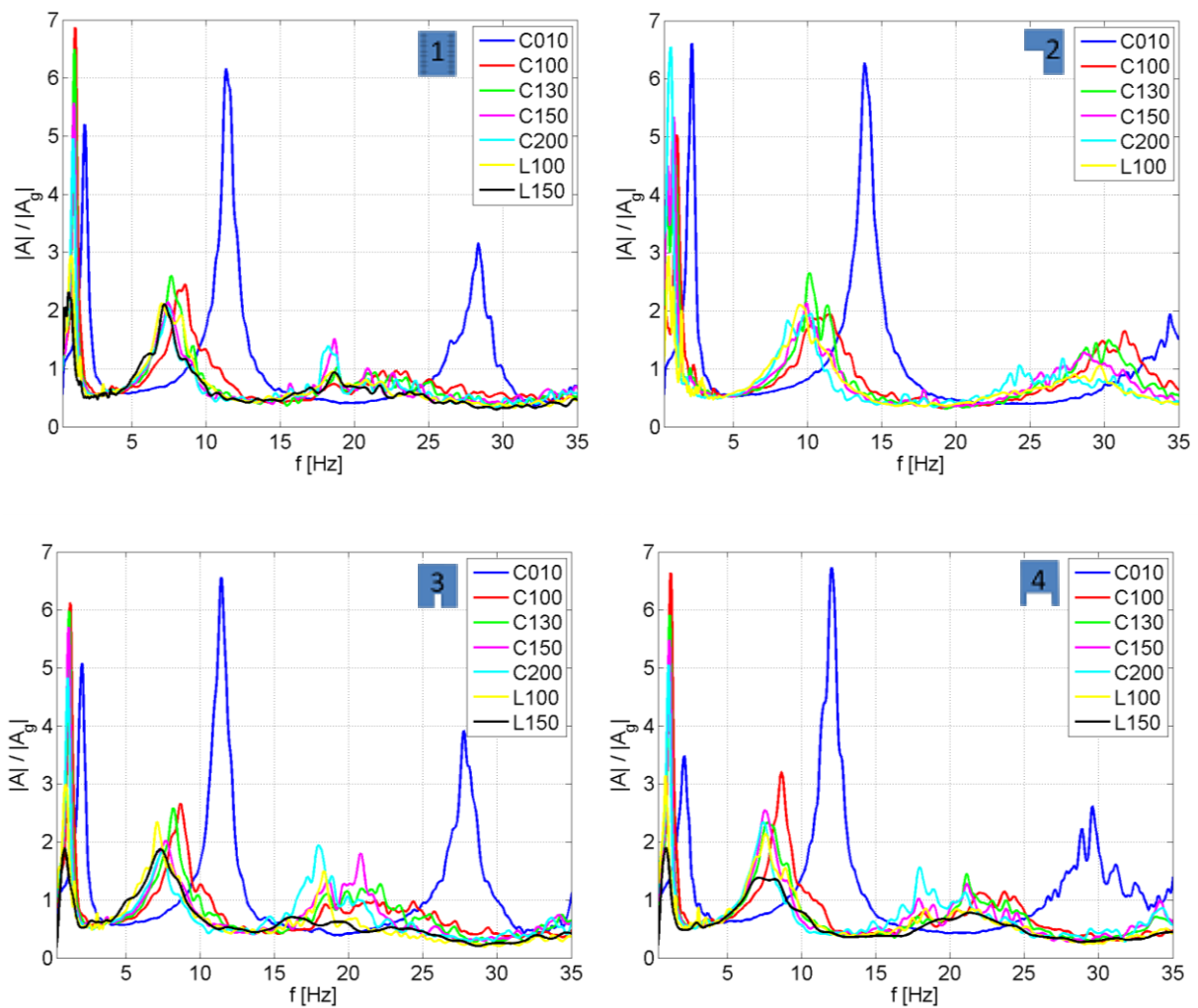
M5

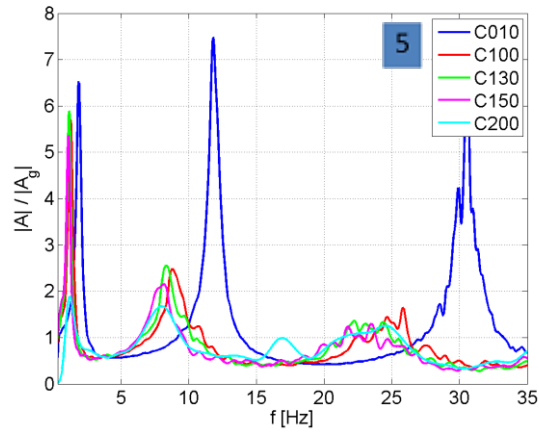
Anexo G GRÁFICOS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este anexo, se presentan diferentes gráficas que caracterizan el comportamiento de las probetas durante el ensayo. Para hacer más fácil su interpretación, se utilizan los siguientes elementos icónicos para cada muro: **1** (M1), **2** (M2), **3** (M3), **4** (M4) y **5** (M5). Éstos se utilizan con el fin de identificar cada probeta según su característica distintiva.

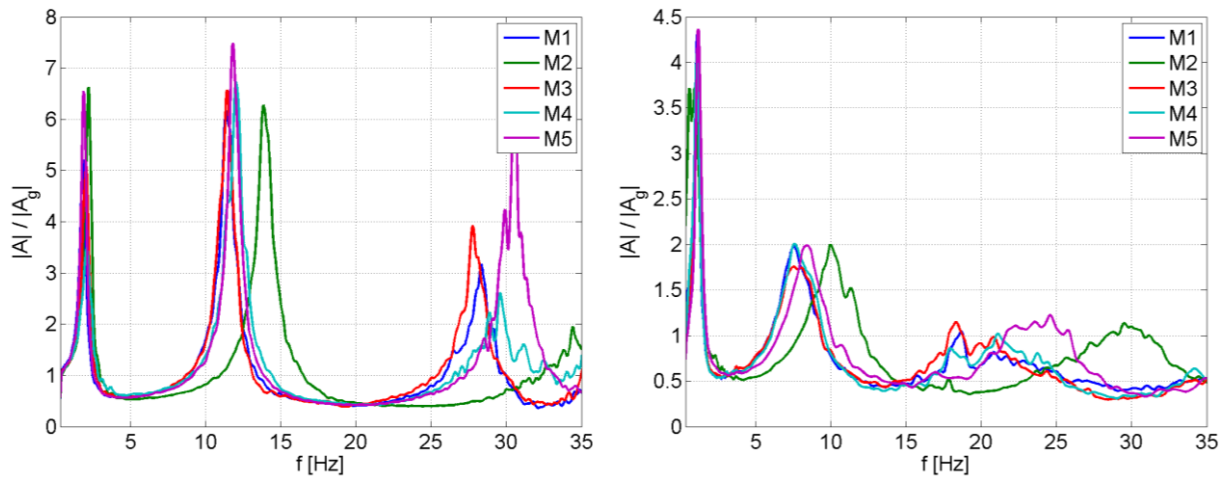
G.1 ANÁLISIS DE FOURIER: ACELERACIÓN POR NIVEL / ACELERACIÓN BASAL

A continuación, se presentan el promedio de las funciones de Transformada de Fourier de cada nivel sobre la de la base, para los muros M1, M2, M3, M4 y M5 respectivamente. El manejo de datos para lograr estas curvas se define en la sección 5.1.5 y los resultados se utilizan para obtener los periodos aparente durante ensayos.





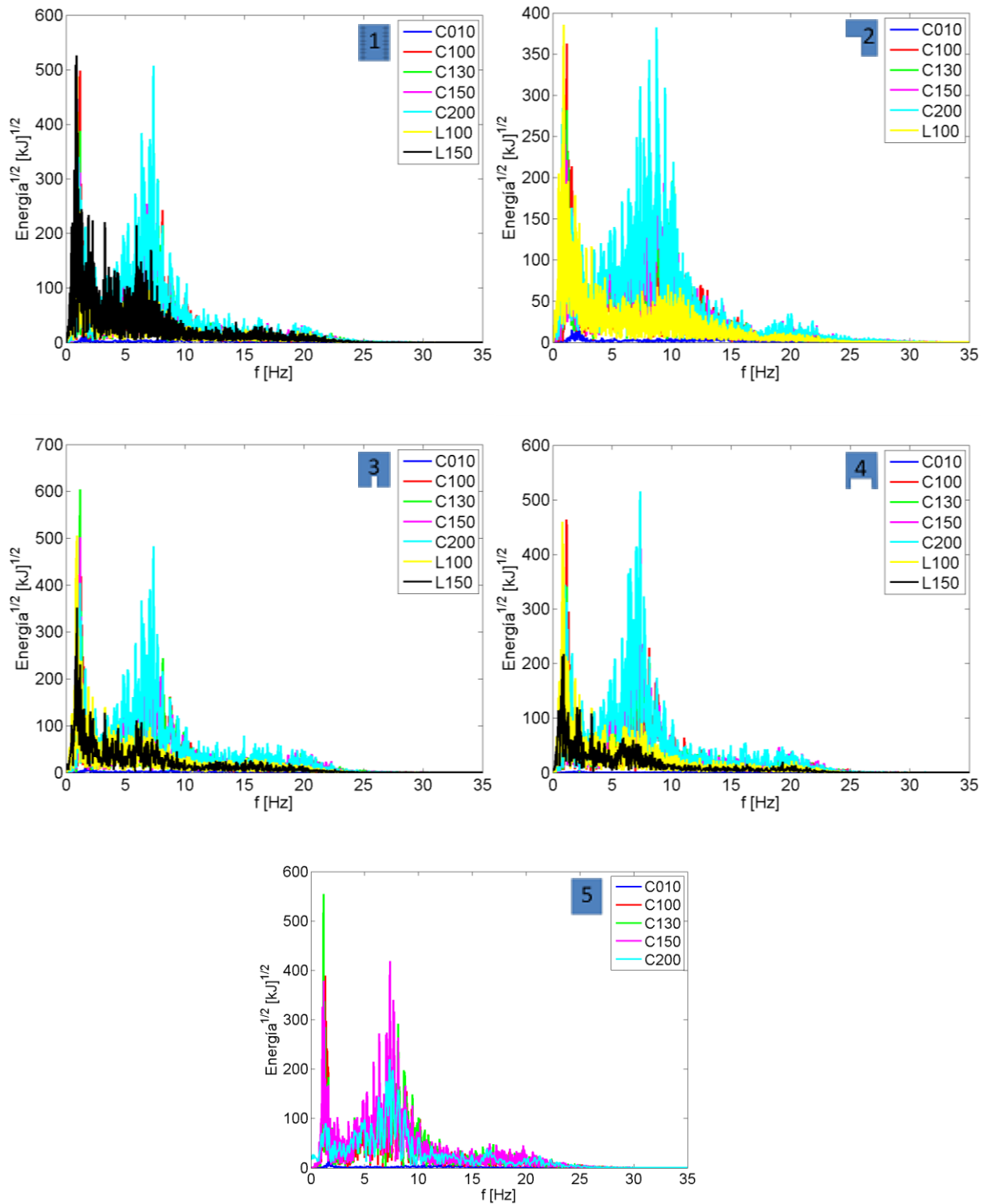
A continuación, se muestran los gráficos, que resumen el resultado para todos los muros, de las razones de Transformada de Fourier descrita previamente, referido al registro C010 y al promedio del resto de los registros



Promedio de Transf. de Fourier de la Aceleración de cada Nivel en el Nivel Basa para C010 (izq) y C100 a L150 (der).

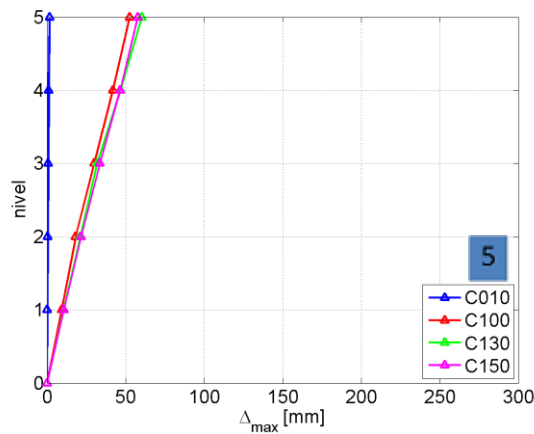
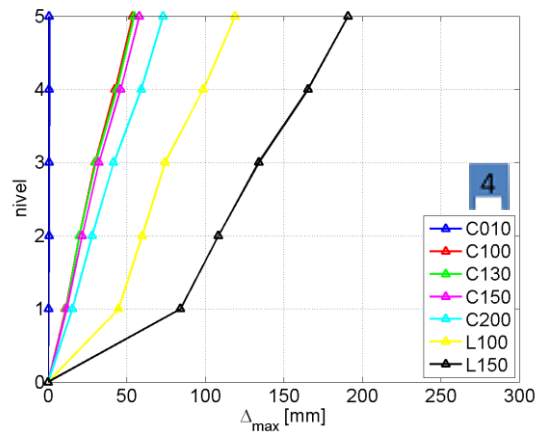
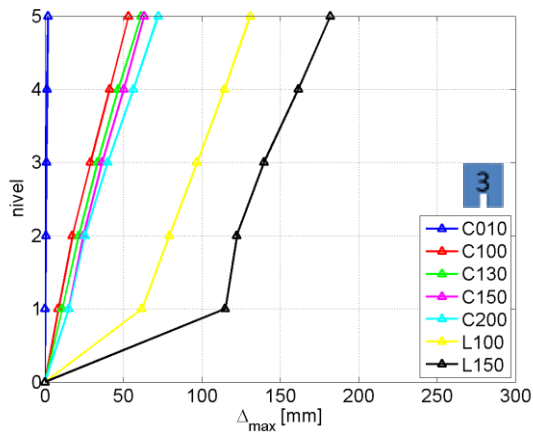
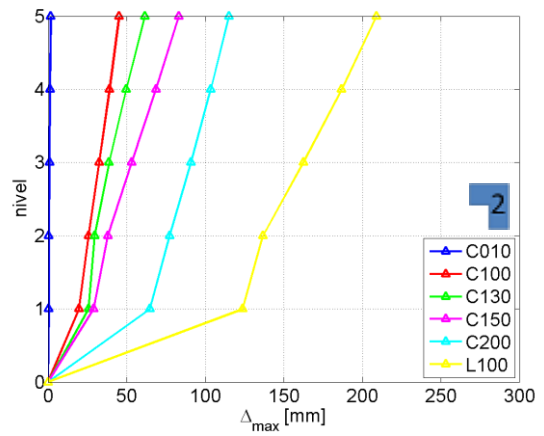
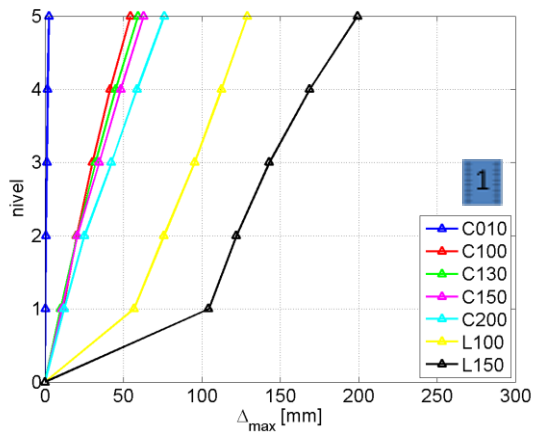
G.2 ANÁLISIS DE FOURIER: ENERGÍA EN BASE A LA ACELERACIÓN POR NIVEL

Tal como se detalla en las secciones 5.1.6 y 5.3.2, se grafica para la energía asociada a la suma de aceleración de todos los niveles en el espacio de la frecuencia.



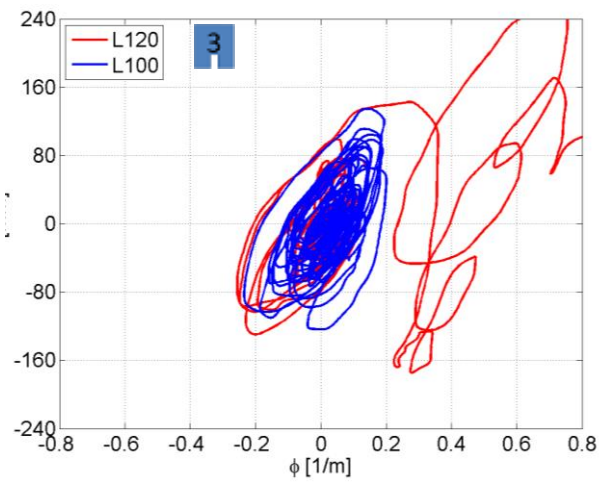
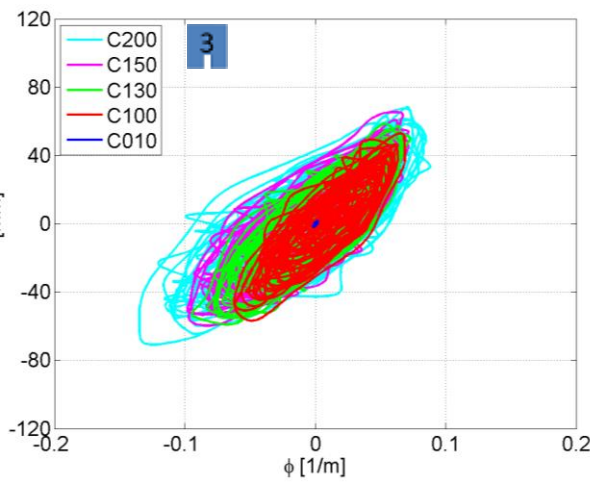
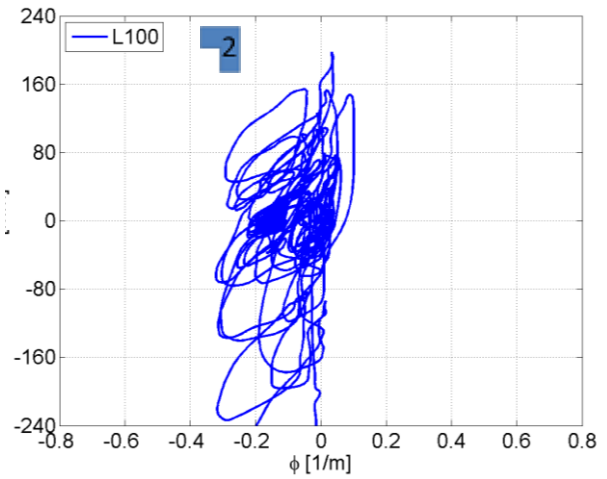
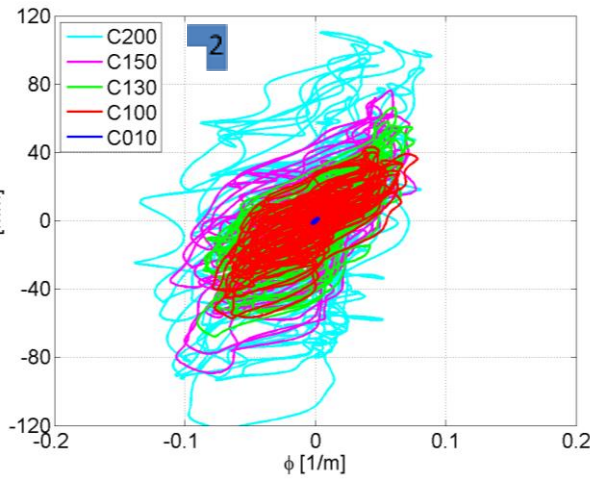
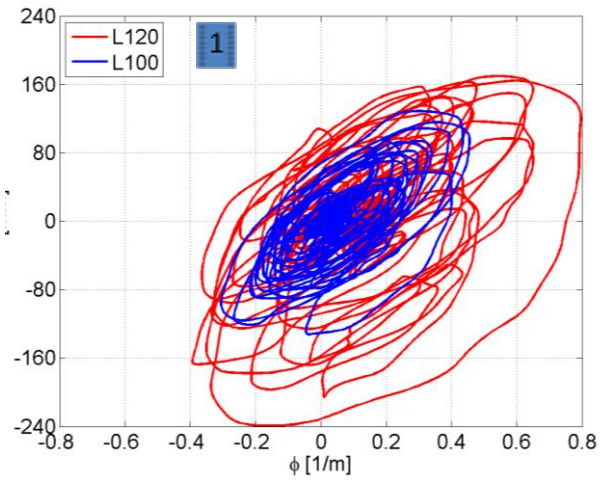
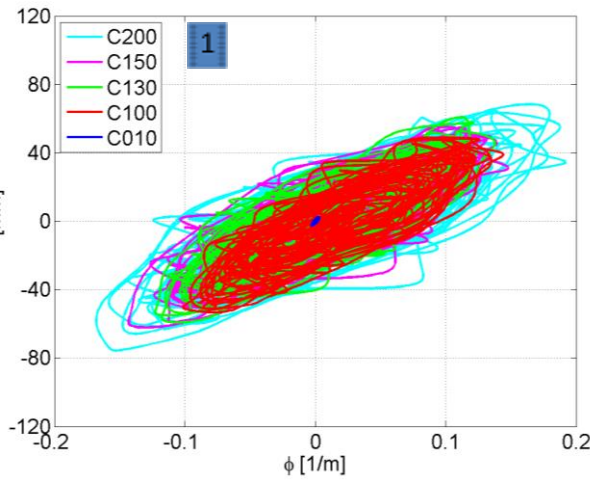
G.3 ENVOLVENTE DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO

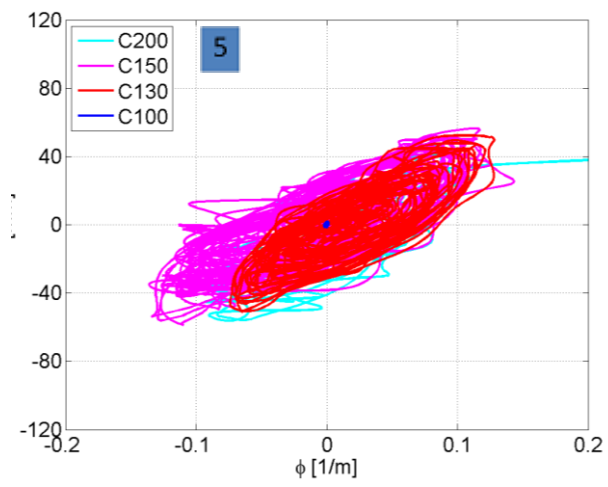
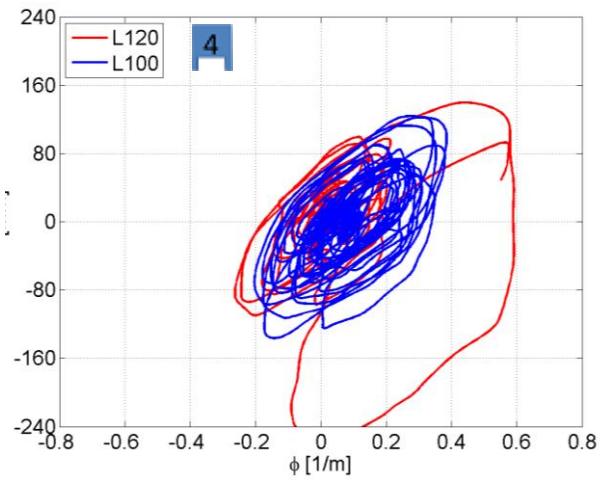
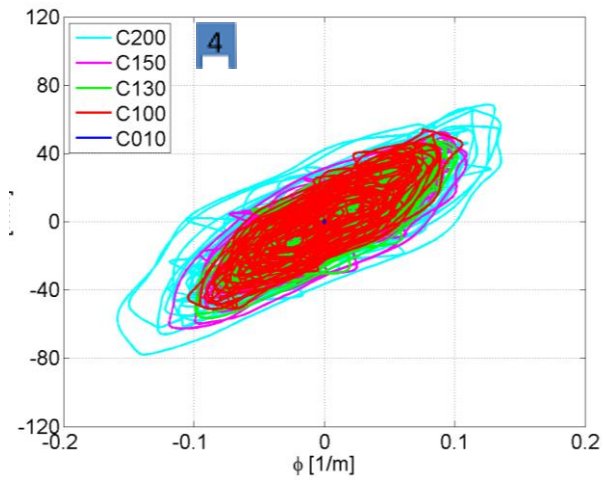
Las envolventes de desplazamiento relativo de los ensayos se presentan a continuación.



G.4 DESPLAZAMIENTO DE TECHO VS CURVATURA BASAL

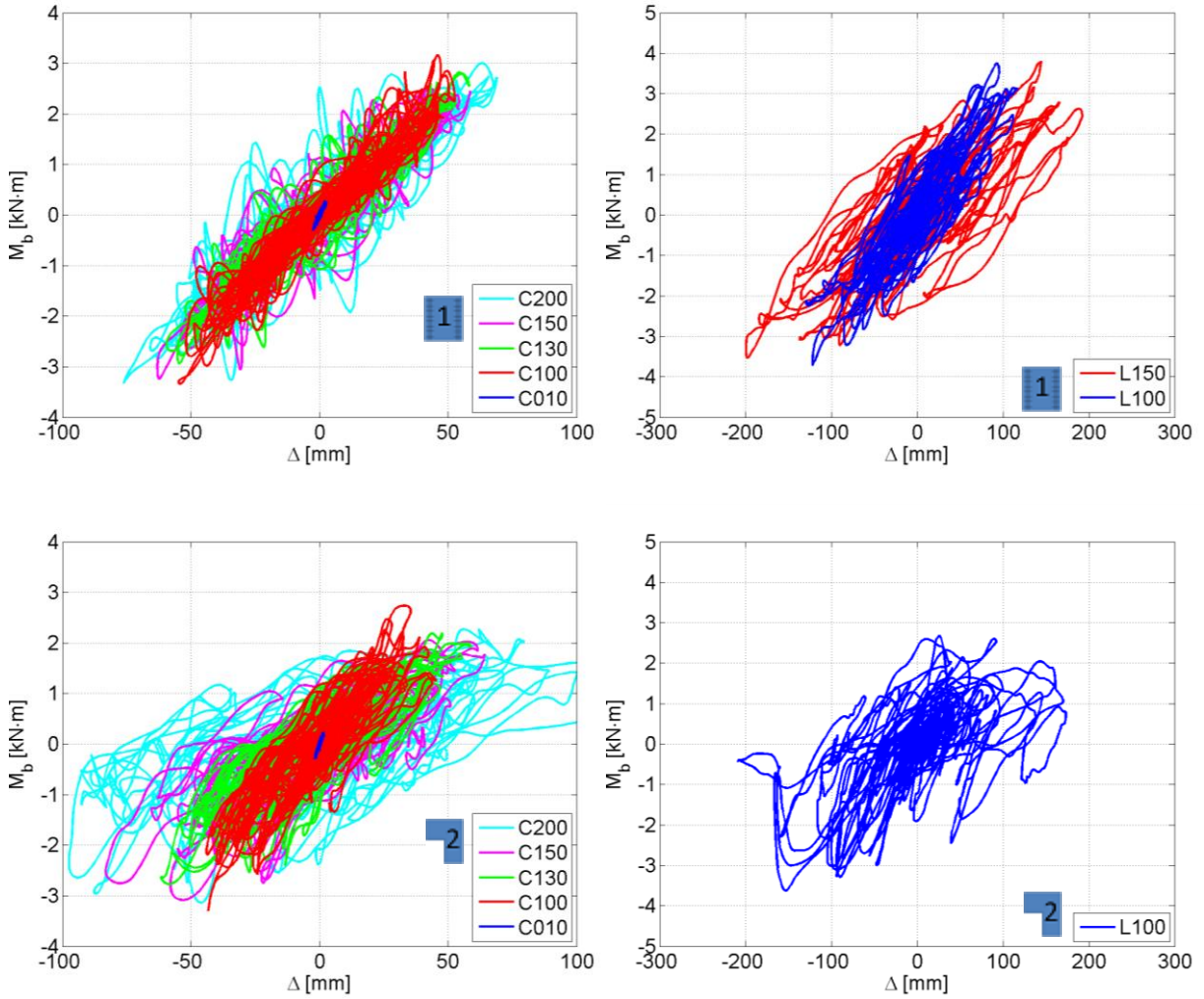
El desplazamiento de techo medido en cada ensayo, en función de la curvatura basal, se grafica en las siguientes figuras. Con estos gráficos se aprecia la disipación de energía.

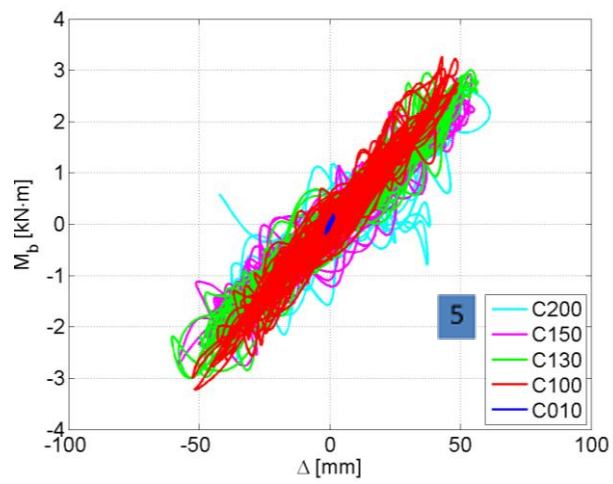
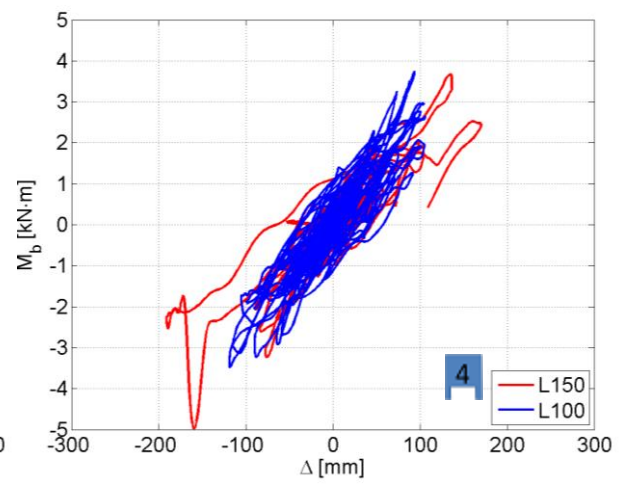
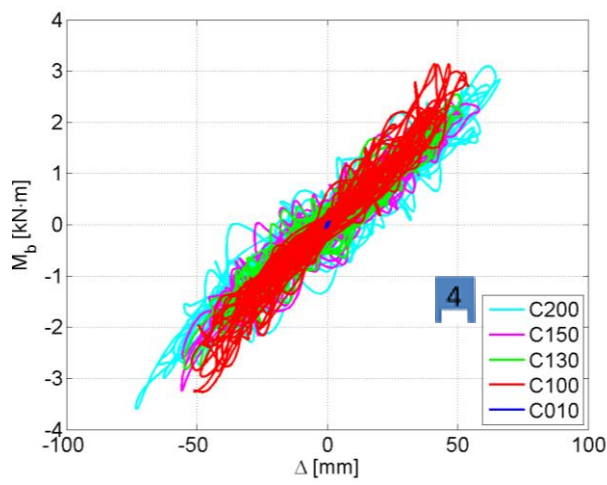
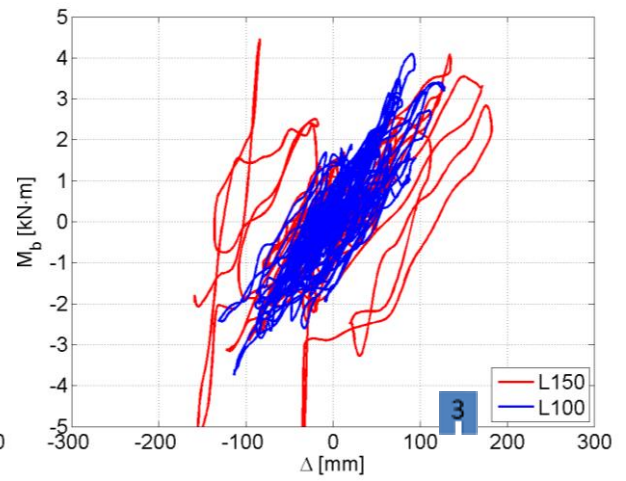
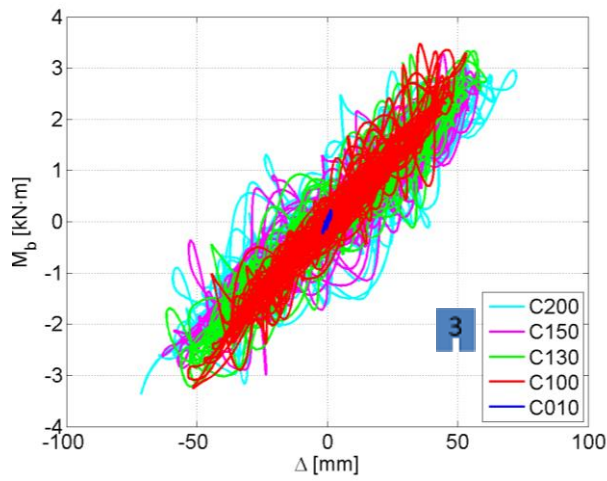




G.5 HISTÉRESIS MOMENTO BASAL VS. DESPLAZAMIENTO DE TECHO

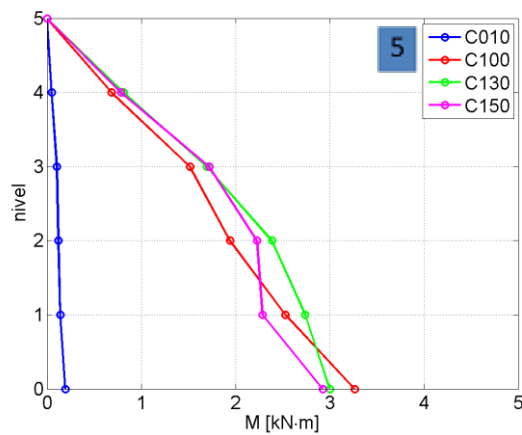
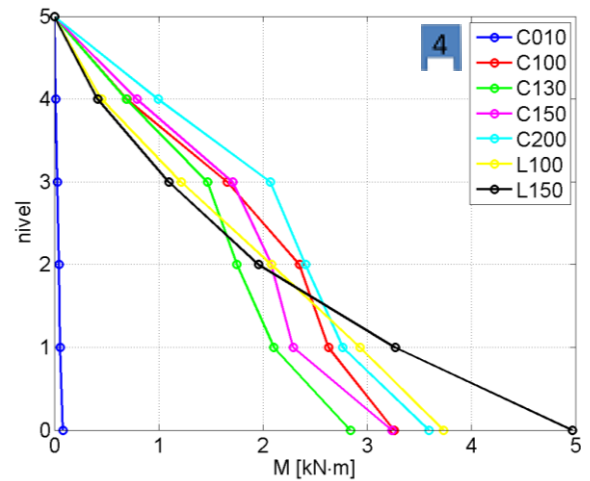
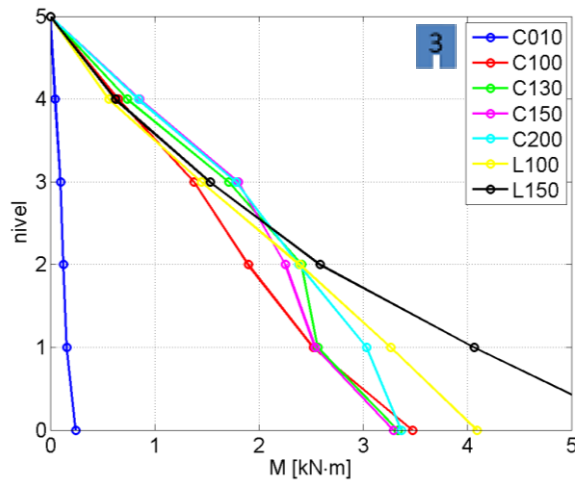
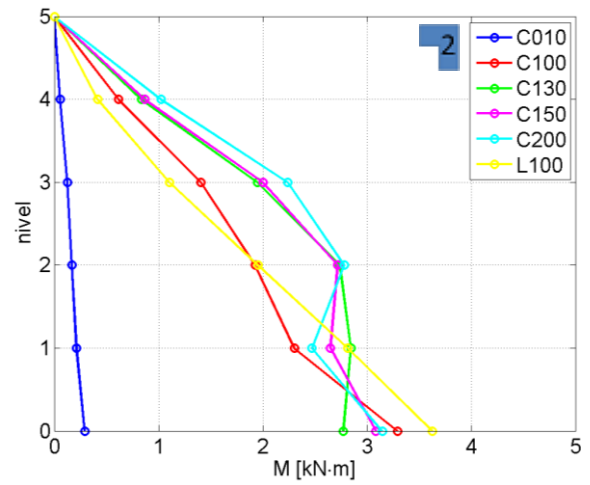
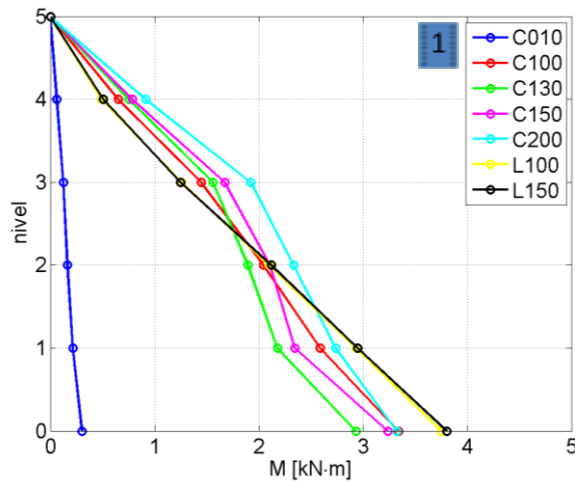
A continuación se muestran las histéresis de momento basal en función del desplazamiento de techo para los ensayos. A la izquierda de los registros C010 a C200 y a la derecha los de L100 y L150 para cada ensayo agrupado por muro. La tendencia de los valores acotados en una franja diagonal es muestra de la preponderancia de la influencia del primer modo en el momento.





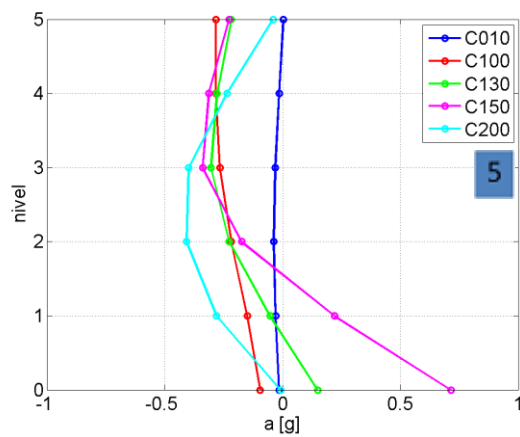
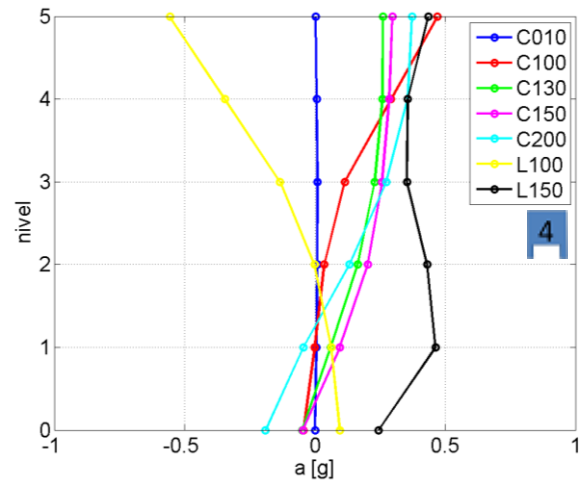
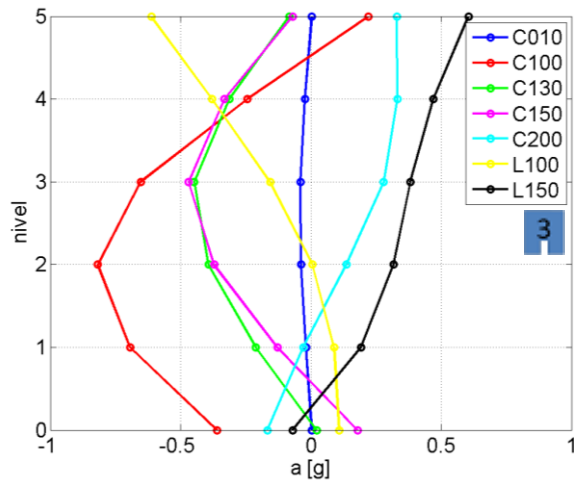
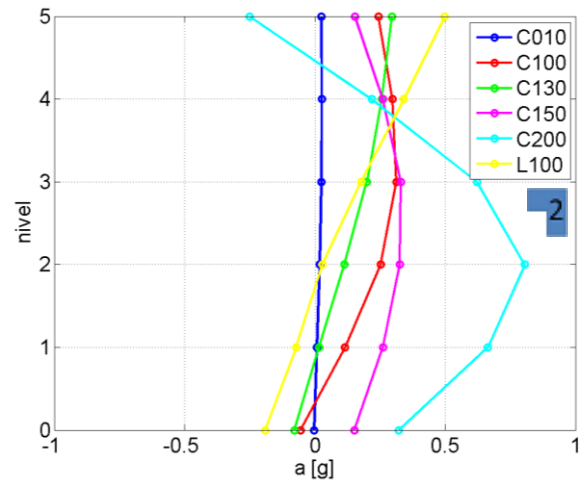
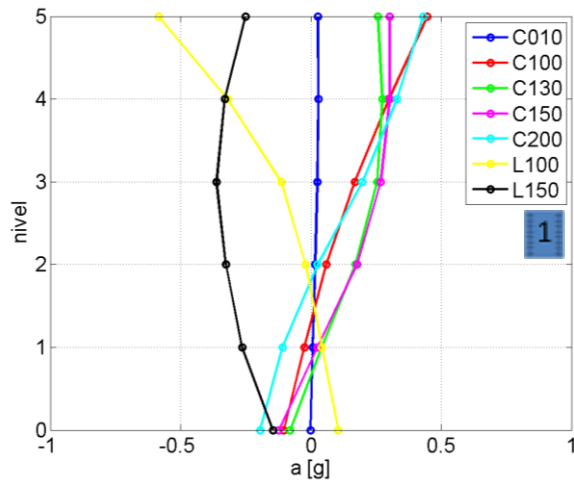
G.6 ENVOLVENTE DE MOMENTO EN LA ALTURA

En las siguientes figuras se grafica la envolvente de momento flexural en la altura para cada ensayo. La forma serpenteante para los registros C100 a C200 es evidencia de la participación de modos superiores en la altura, se discute en 5.2.2.



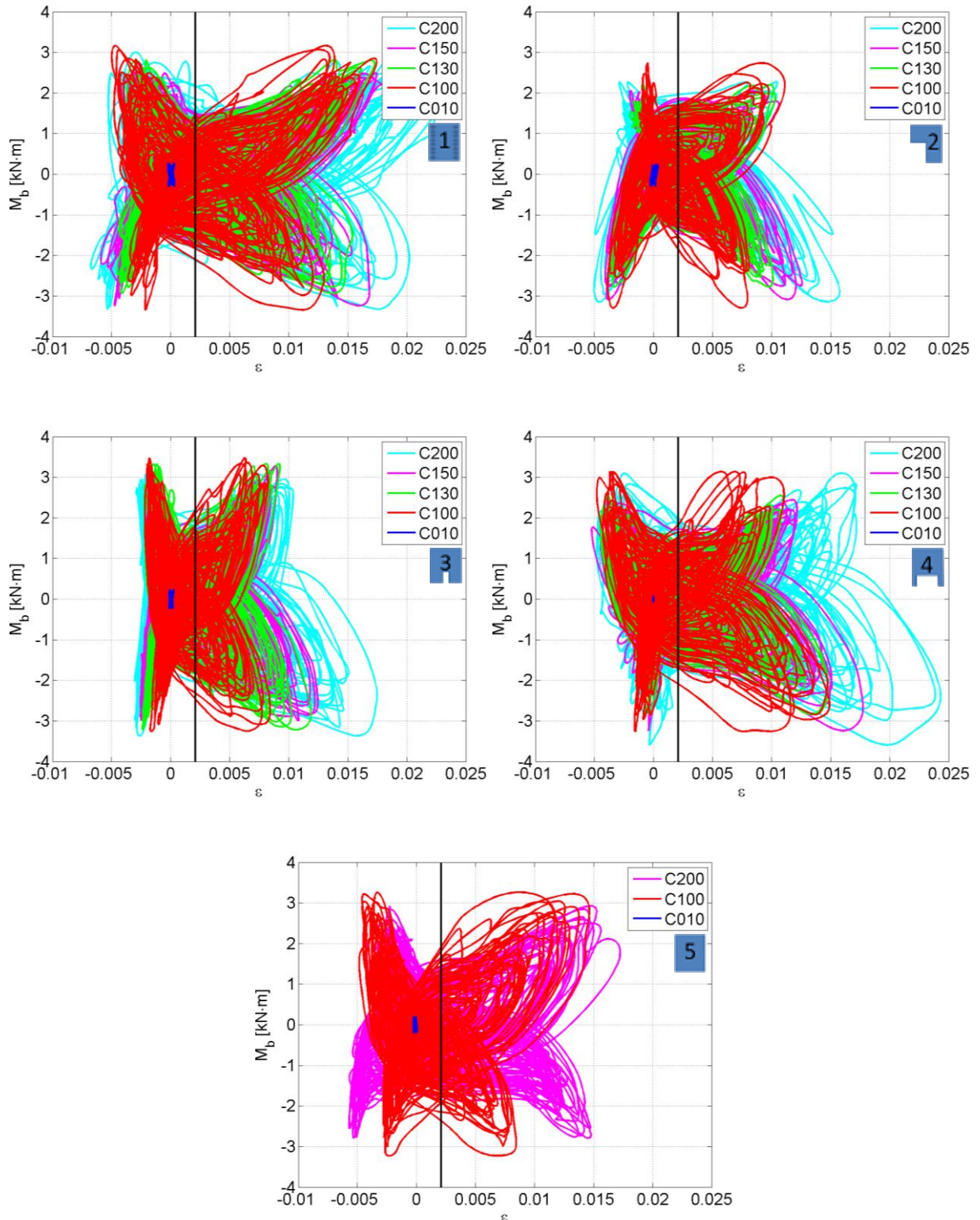
G.7 PERFIL DE ACELERACIONES PARA EL MOMENTO MÁXIMO

Se grafica el perfil de aceleraciones absolutas en la altura para el instante de momento basal máximo a continuación.



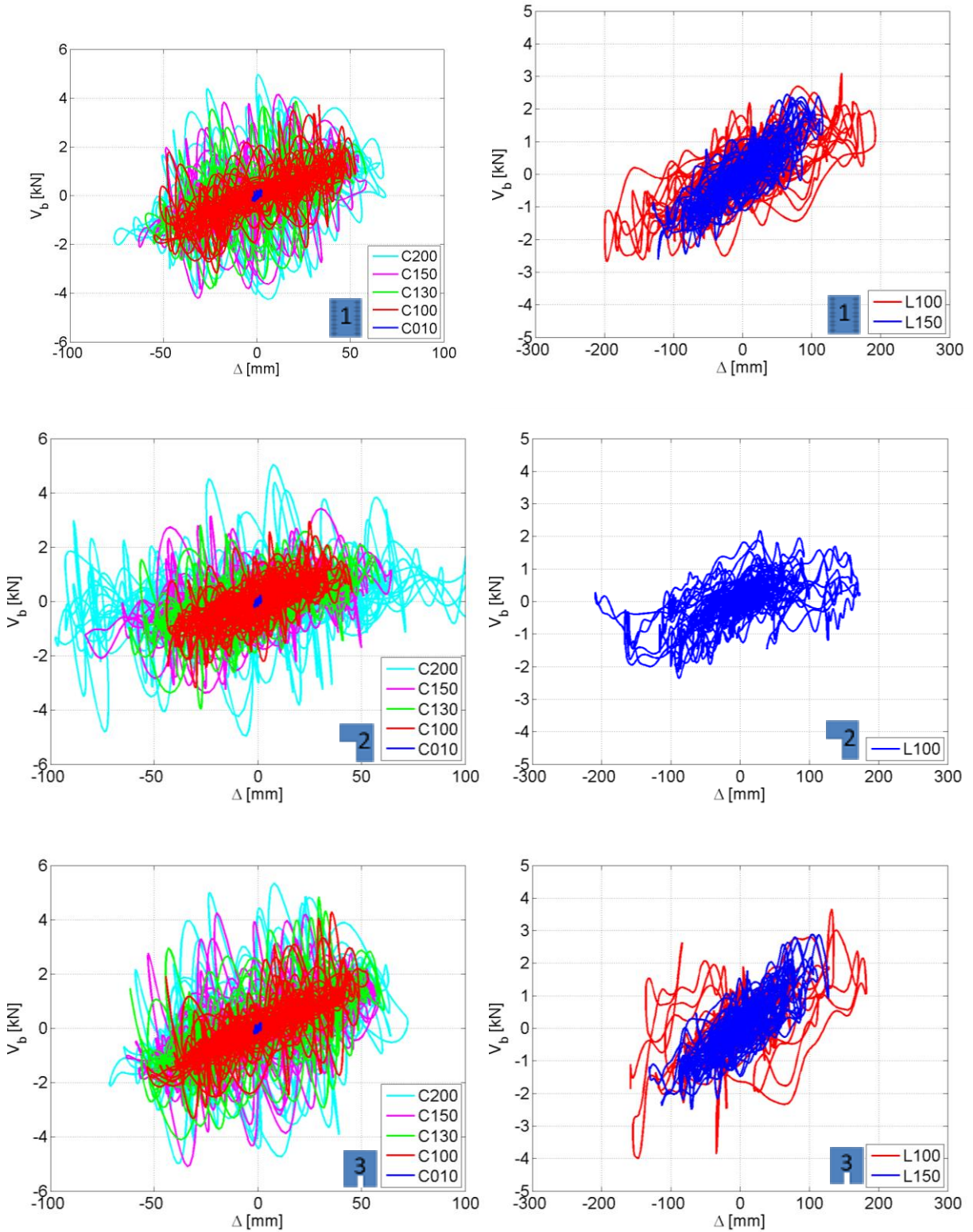
G.8 MOMENTO BASAL VS DEFORMACIÓN UNITARIA BASAL

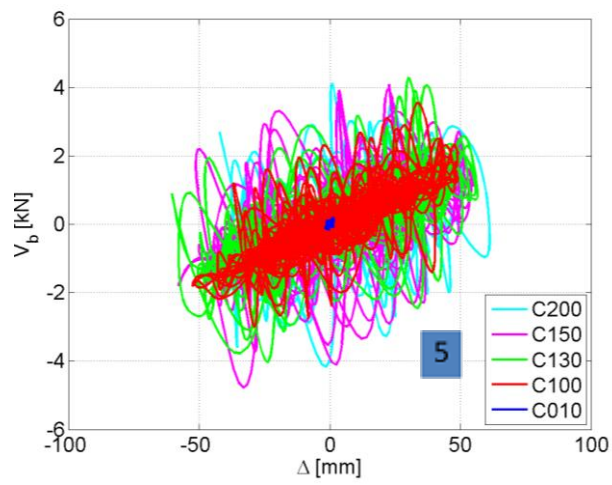
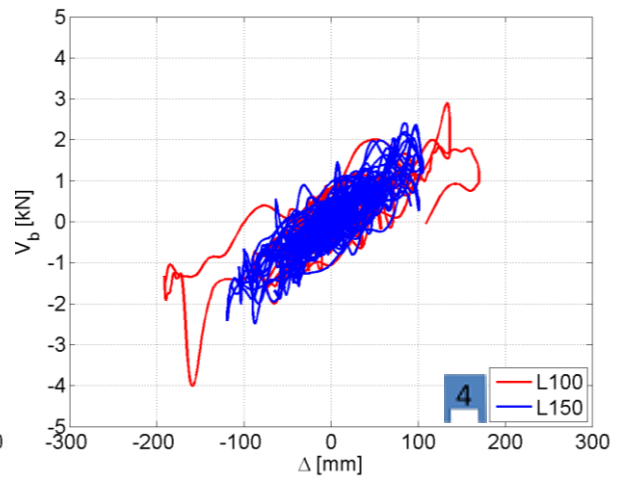
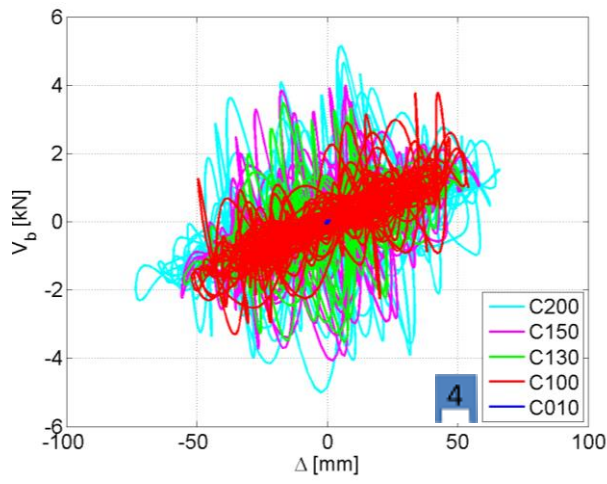
A continuación se muestran las gráficas de Momento basal en función de la deformación unitaria, medida en cada extremo del muro (Norte y Sur). Ambas medidas se muestran con el mismo color para cada ensayo, en tanto se muestra una línea vertical negra que indica la deformación a tracción de 0.019 (de fluencia). Sólo se incluyen los resultados de los registros C010 a C200, ya que las grandes deformaciones de L100 t L150 desvirtúan la gráfica. Se distingue la incursión en el rango no lineal y potencial endurecimiento.



G.9 HISTÉRESIS CORTE BASAL VS. DESPLAZAMIENTO DE TECHO

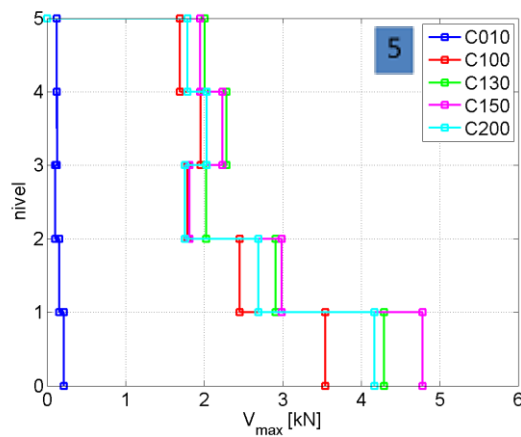
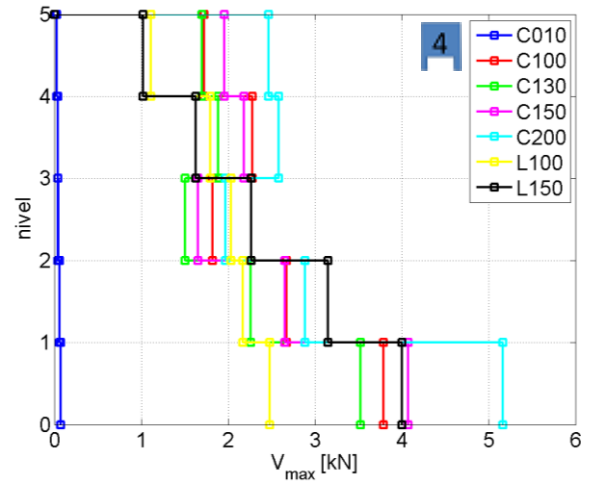
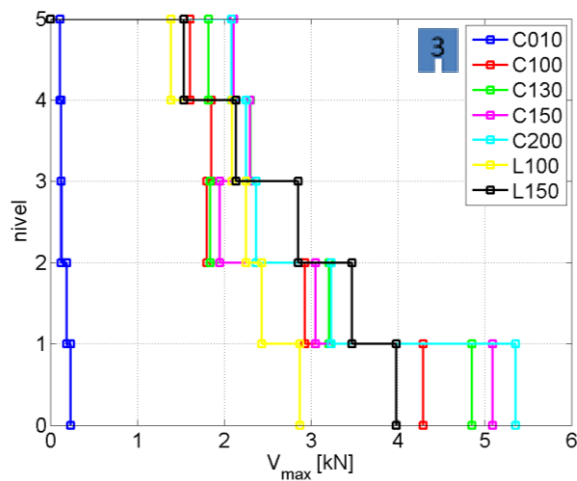
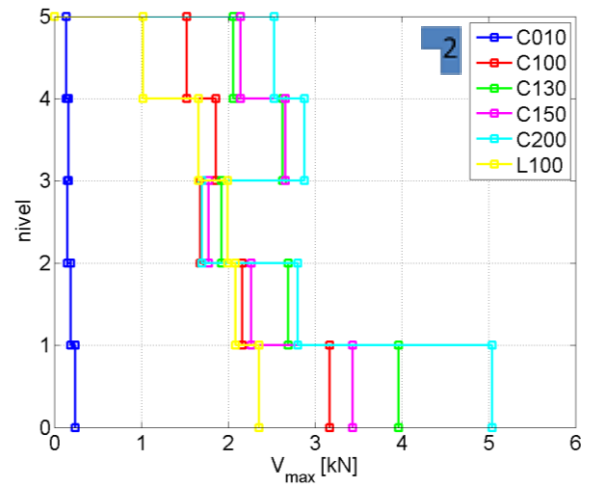
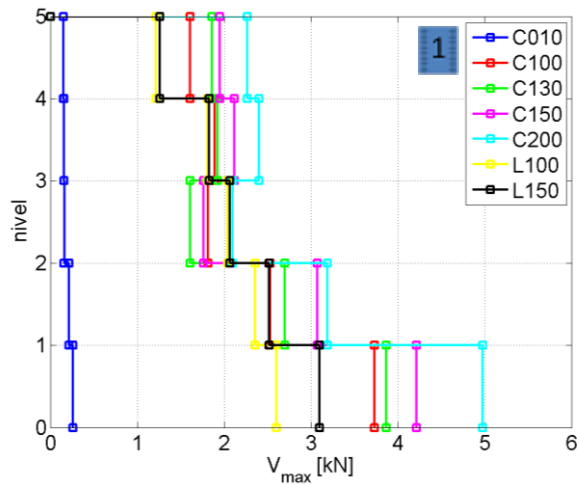
A continuación se muestran las histéresis de corte basal en función del desplazamiento de techo para los ensayos. A la izquierda de los registros C010 a C200 y a la derecha los de L100 y L150 para cada ensayo agrupado por muro. El comportamiento errático sugiere el aporte de los modos superiores en el corte basal.





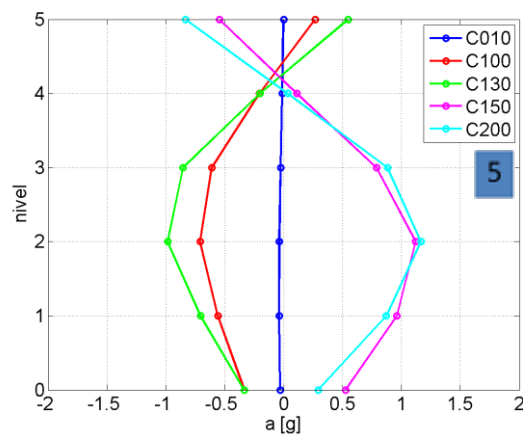
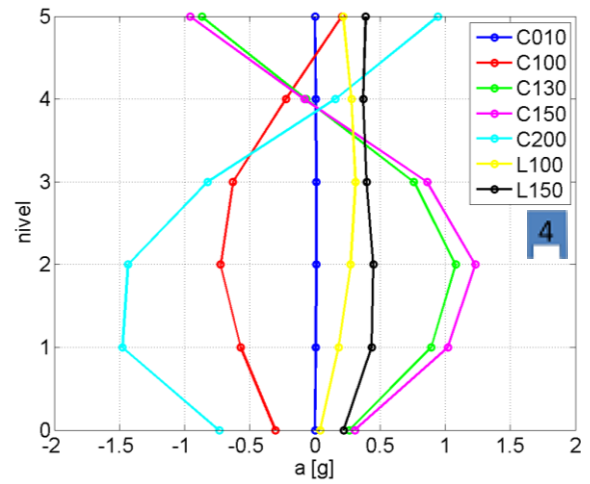
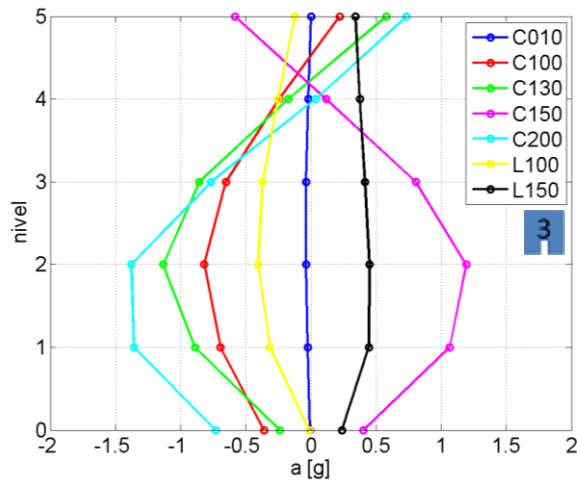
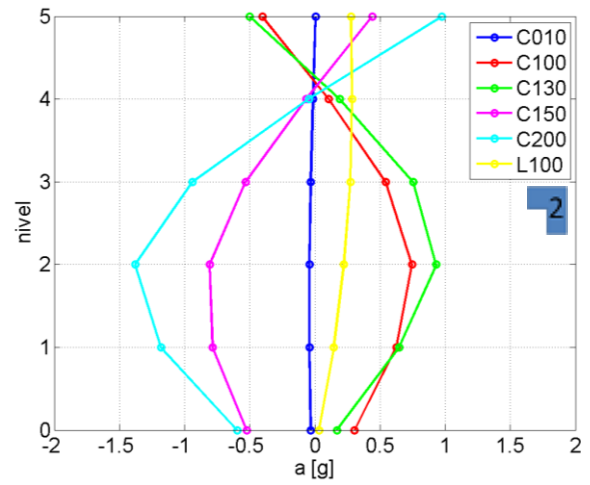
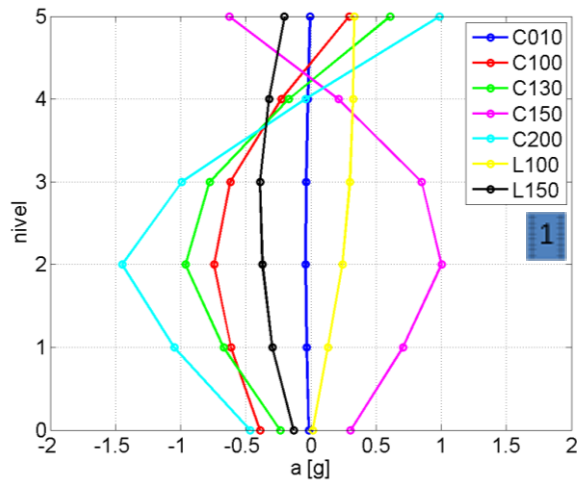
G.10 ENVOLVENTE DE CORTE EN LA ALTURA

En las siguientes figuras se grafica la envolvente de corte en la altura para cada ensayo. El aumento del corte entre el piso 3 al 4 es por la participación de modos superiores en la altura.



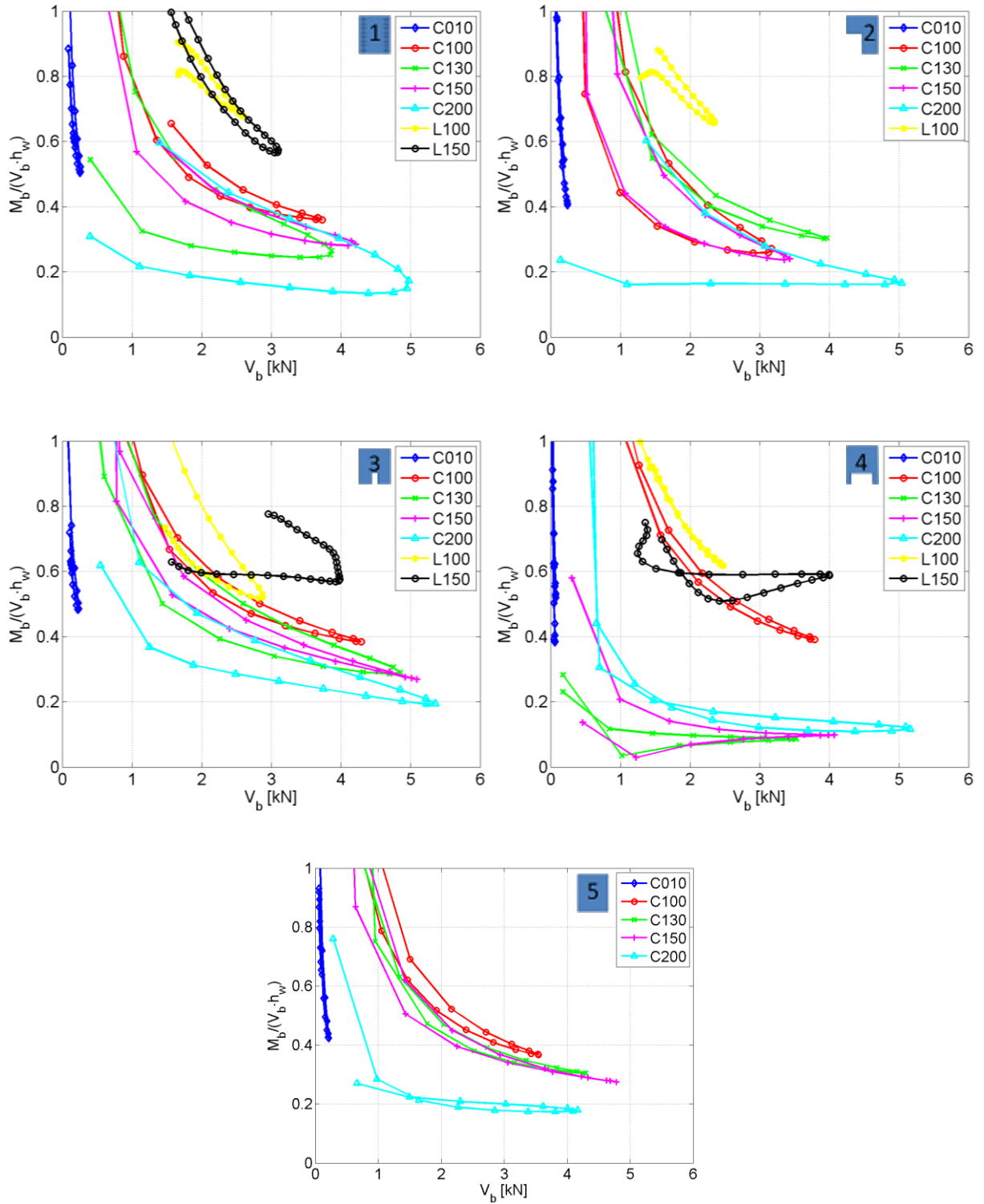
G.11 PERFIL DE ACELERACIONES PARA EL CORTE MÁXIMO

Se grafica el perfil de aceleraciones absolutas en la altura para el instante de corte basal máximo a continuación.



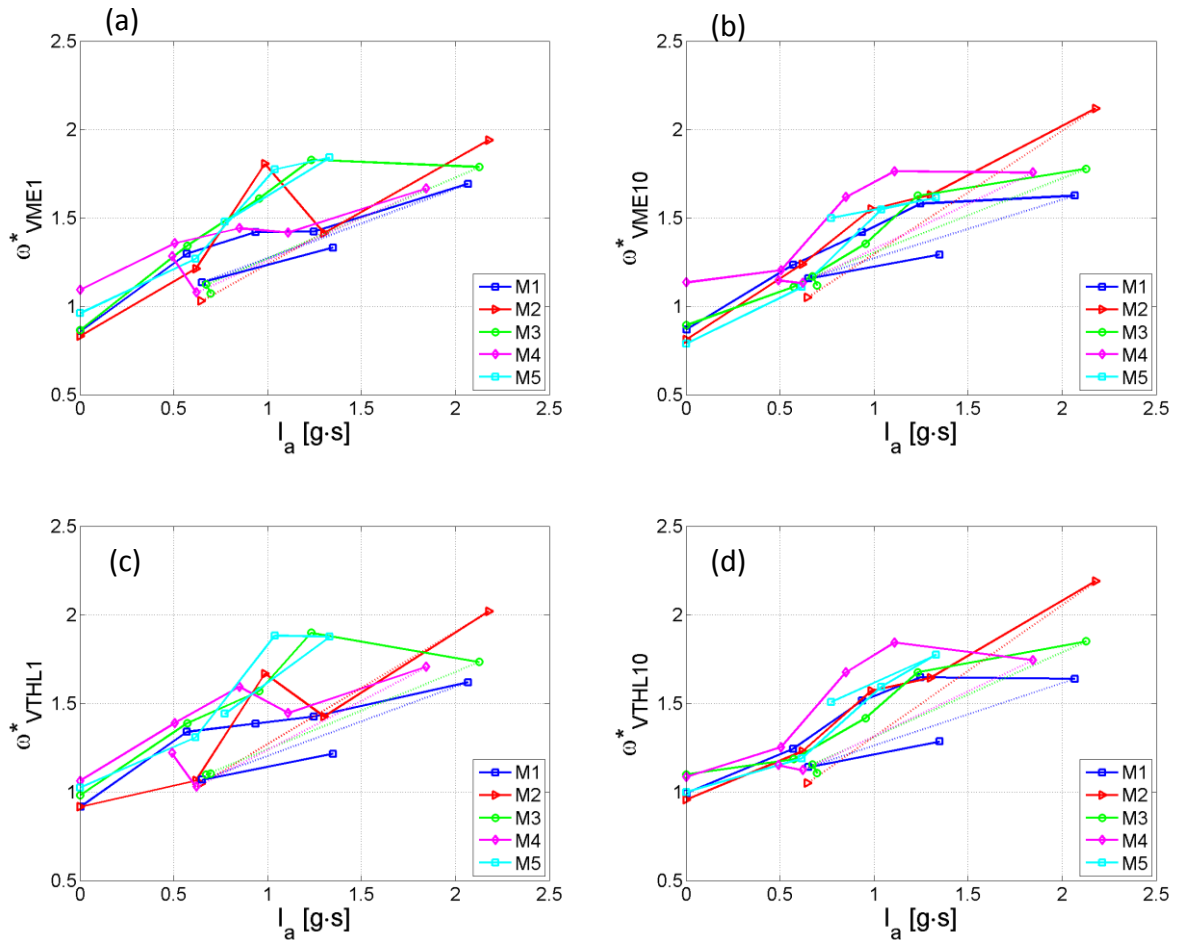
G.12 ALTURA DE RESULTANTE DE FUERZAS

En los siguientes gráficos, se presenta la altura de la resultante de fuerzas normalizada en la altura total del muro para los instantes del entorno del corte basal máximo en función del corte basal. El descenso de la altura de resultante de fuerzas bajo los $0.67 h_w$ denota la amplificación dinámica del corte.



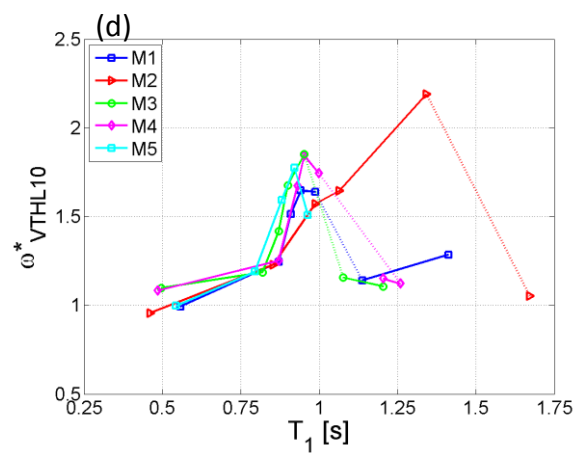
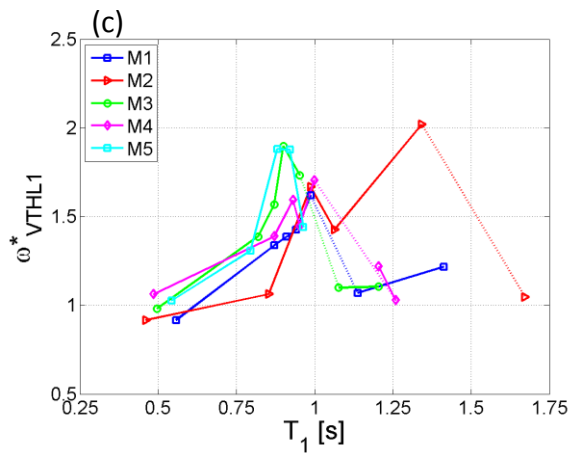
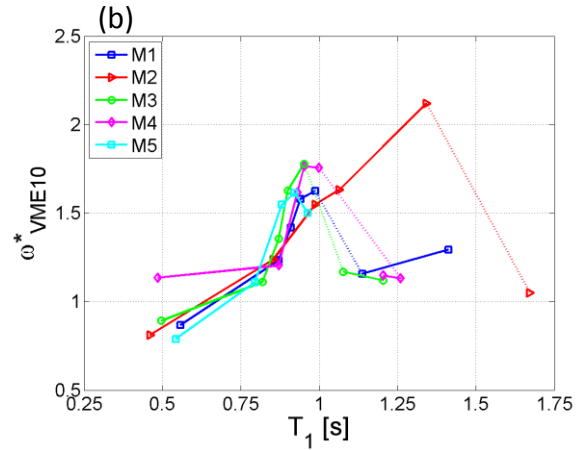
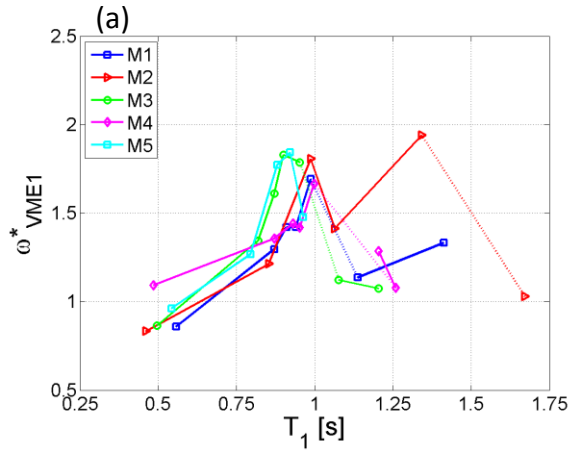
G.13 AMPLIFICACIÓN DEL CORTE VS INTENSIDAD DE ARIAS

A continuación, se grafica la respuesta para cada ensayo de la Amplificación del Corte Basal (ω_v) en función de la Intensidad de Arias (I_a) del registro. Los gráficos representan la amplificación obtenida de: Modal Espectral con 1 (a) y 10 (b) máximos, y Tiempo-Historia Modal con 1 (c) y 10 (d) máximos. Se aprecia un alta correlación entre los parámetros.



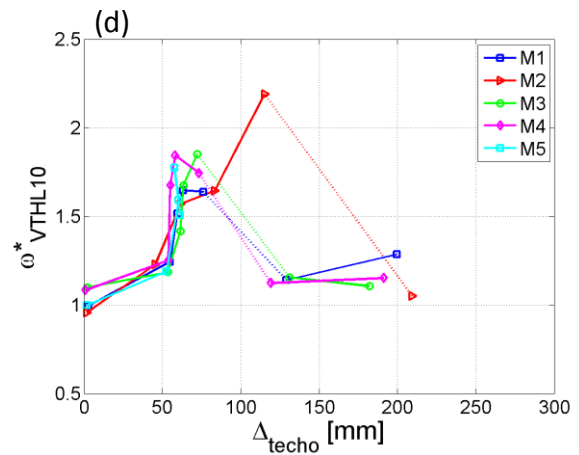
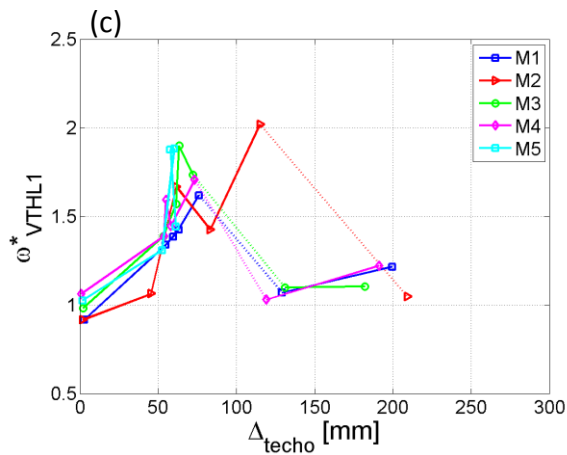
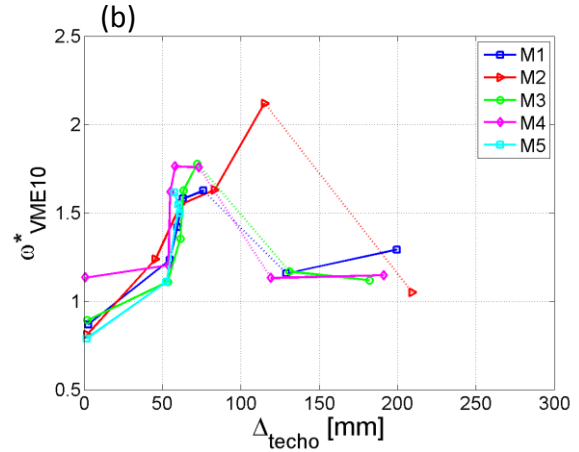
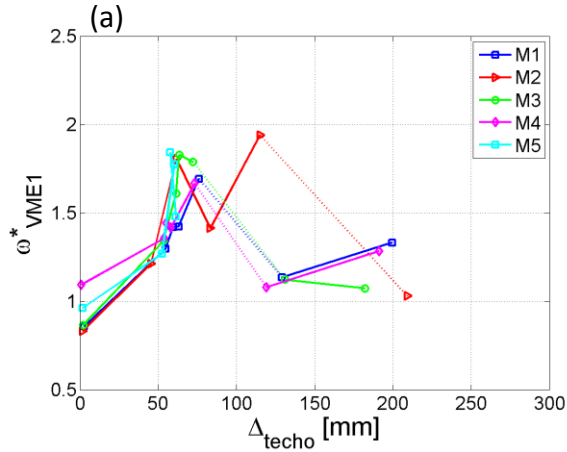
G.14 AMPLIFICACIÓN DEL CORTE VS. PERIODO FUNDAMENTAL

A continuación, se grafica la respuesta para cada ensayo de la Amplificación del Corte Basal (ω_v) en función del Periodo fundamental medido (T_1). Los gráficos representan la amplificación obtenida de: Modal Espectral con 1 (a) y 10 (b) máximos, y Tiempo-Historia Modal con 1 (c) y 10 (d) máximos. Se aprecia baja correlación para dos ensayos diferentes.



G.15 AMPLIFICACIÓN DEL CORTE VS DESPLAZAMIENTO DE TECHO

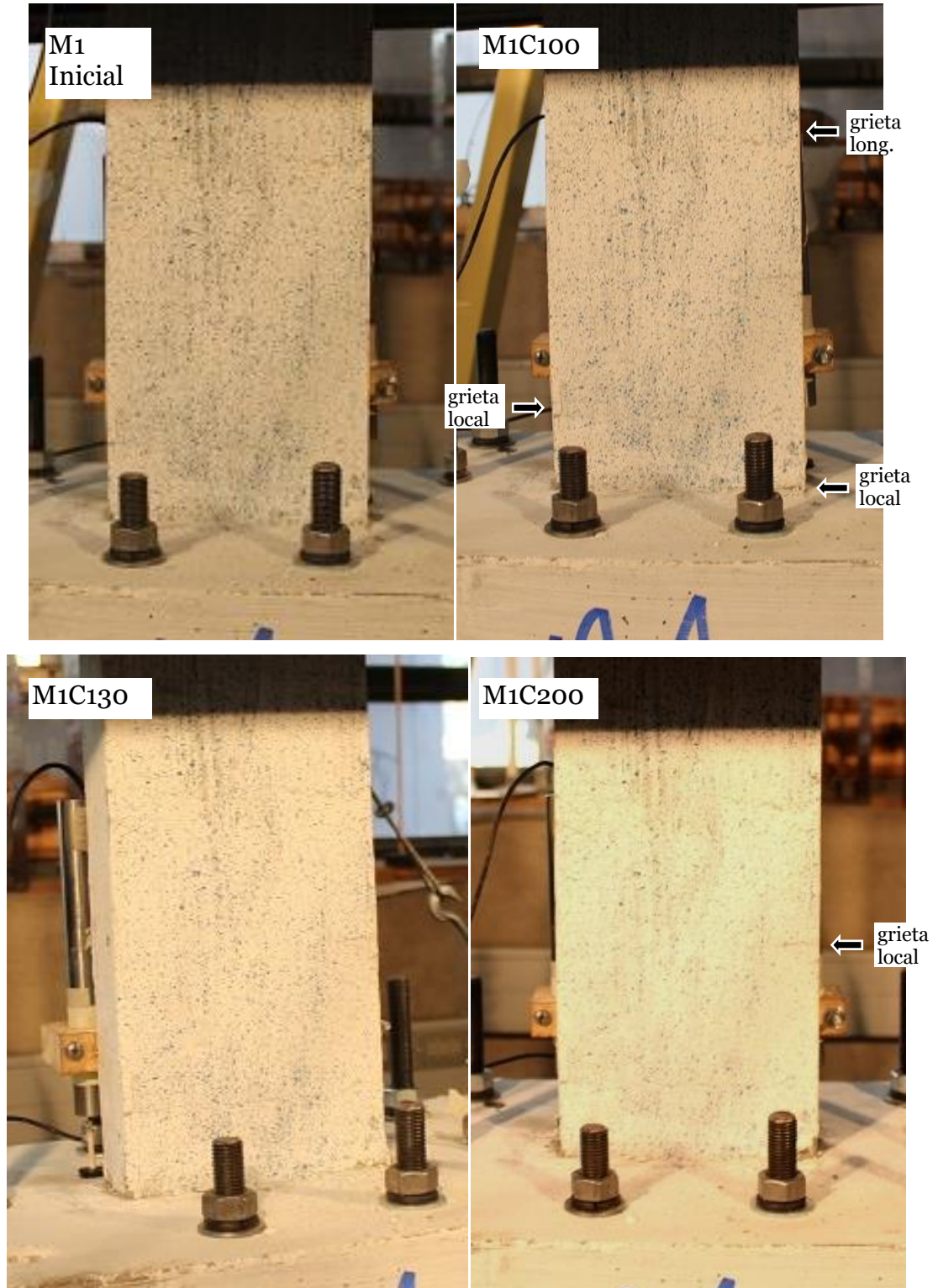
A continuación, se grafica la respuesta para cada ensayo de la Amplificación del Corte Basal (ω_V) en función del desplazamiento máximo de techo medido (Δ_{techo}). Los gráficos representan la amplificación obtenida de: Modal Espectral con 1 (a) y 10 (b) máximos, y Tiempo-Historia Modal con 1 (c) y 10 (d) máximos. Se aprecia una baja correlación para sismos de orígenes diferentes.

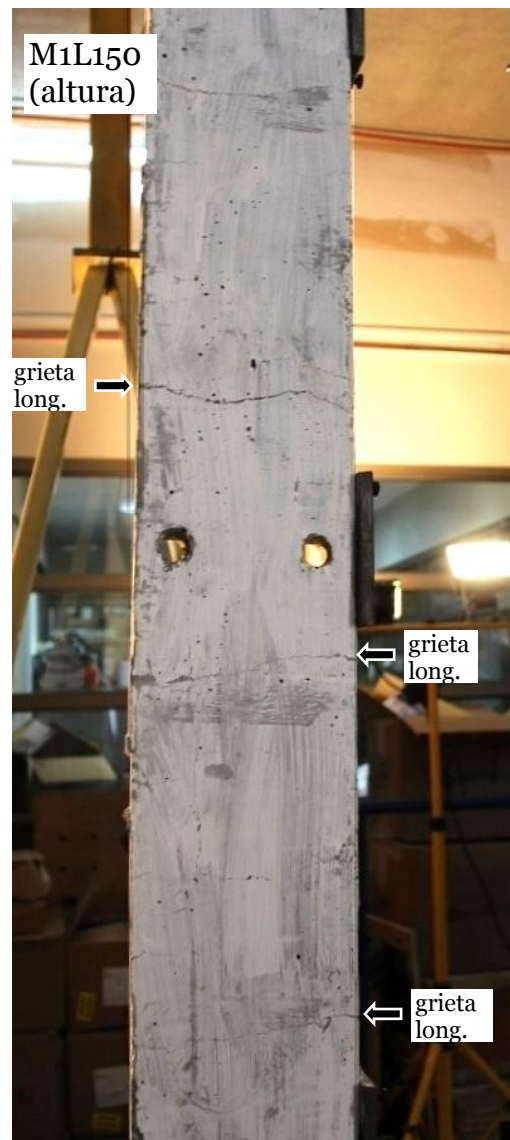


Anexo H ESTADO DE LA BASE DE PROBETAS DURANTE ENSAYO

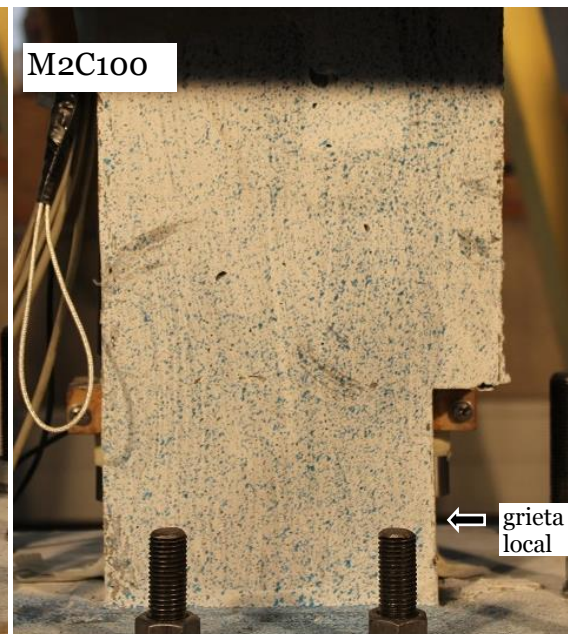
Se registra el progreso de daño en los muros para los distintos ensayos. La notación se define en 4.4.1.

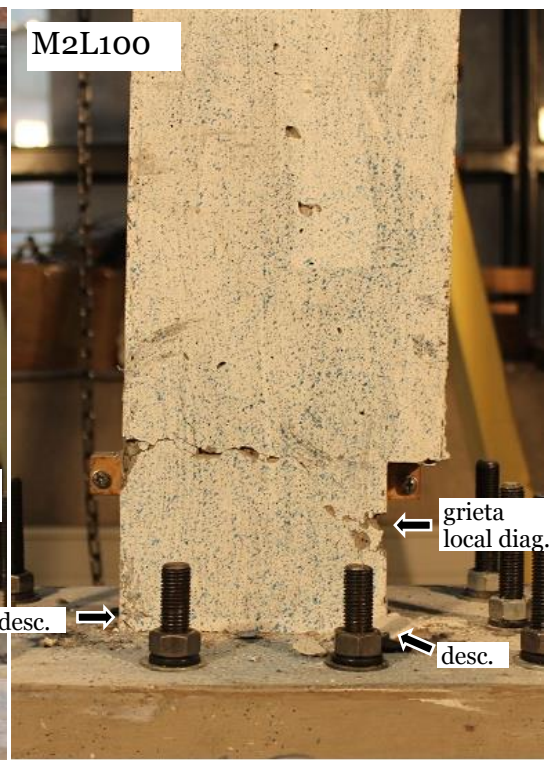
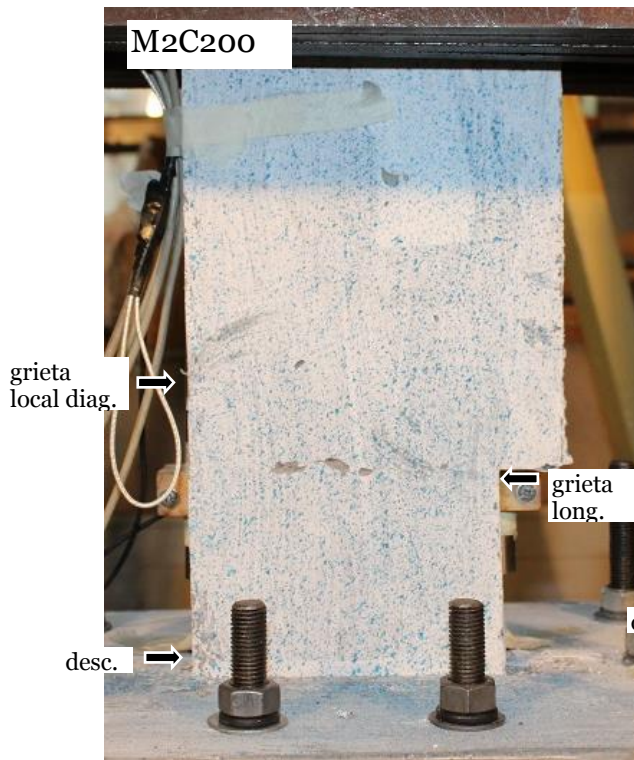
H.1 M1



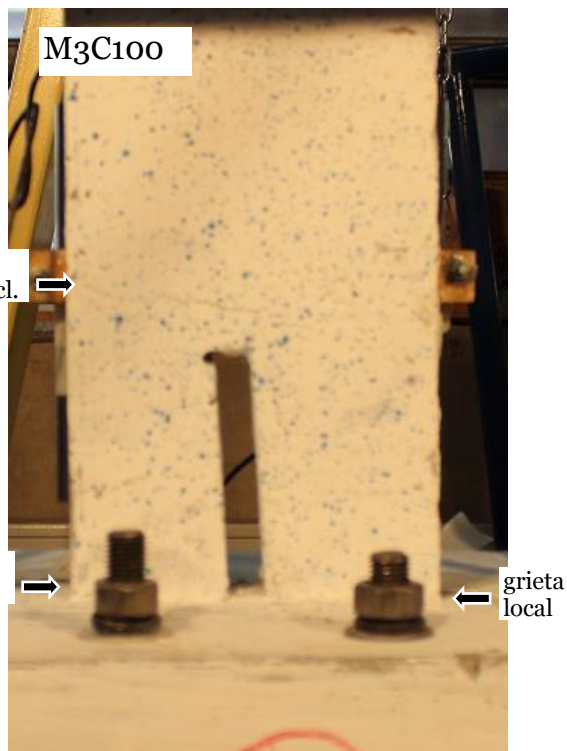


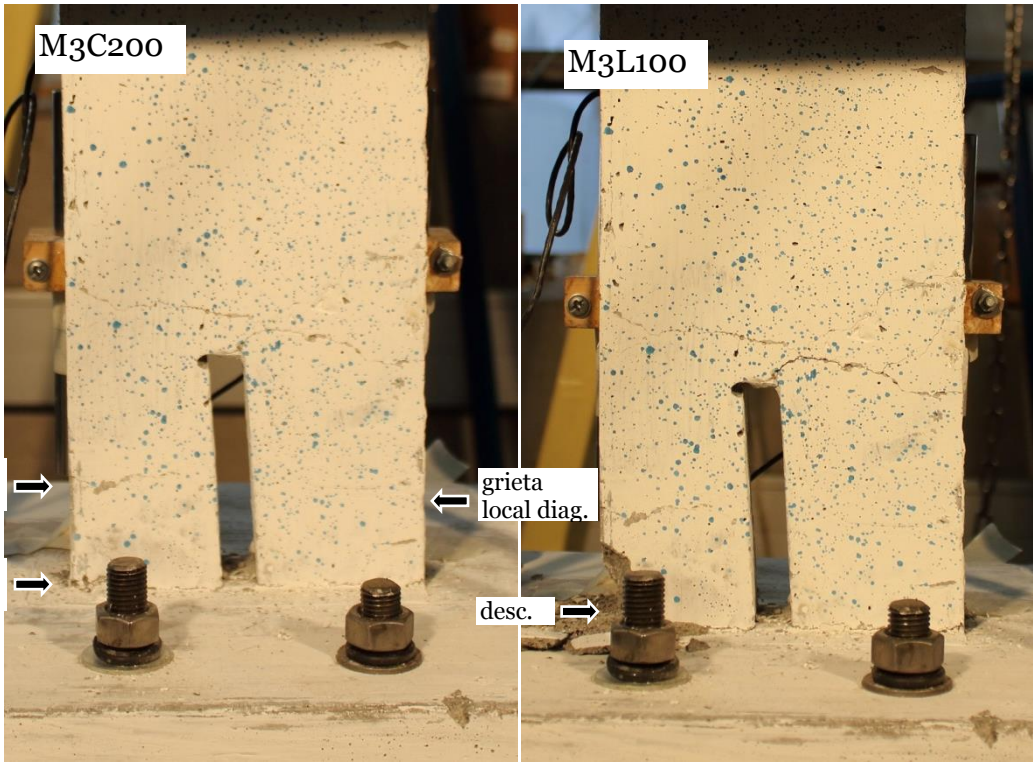
H.2 PROBETA M2



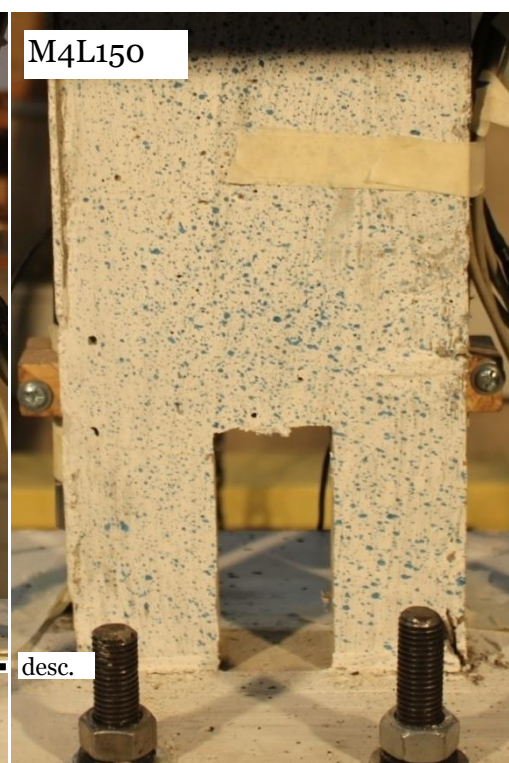
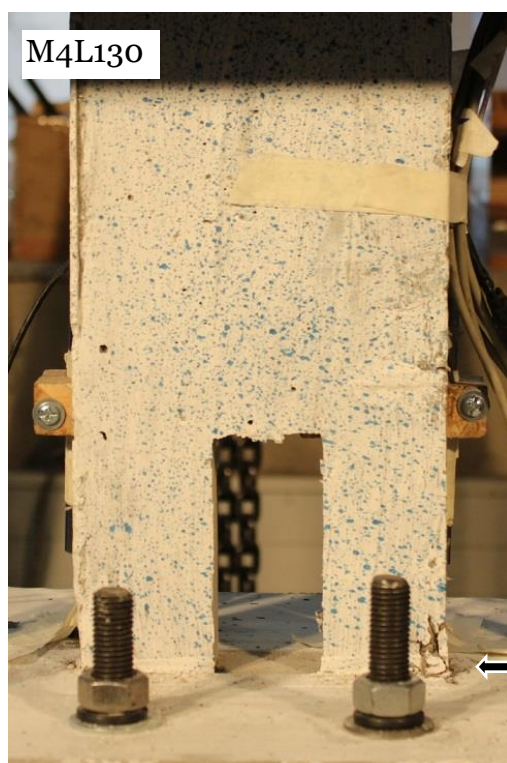


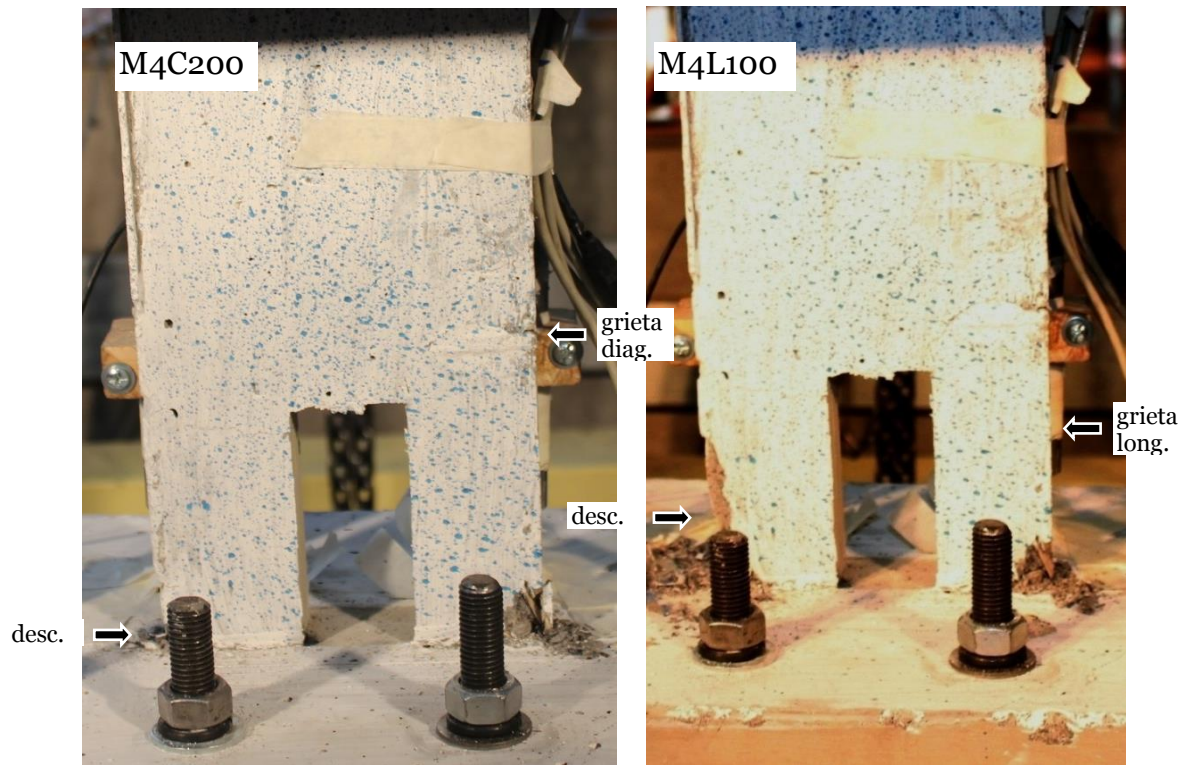
H.3 PROBETA M3



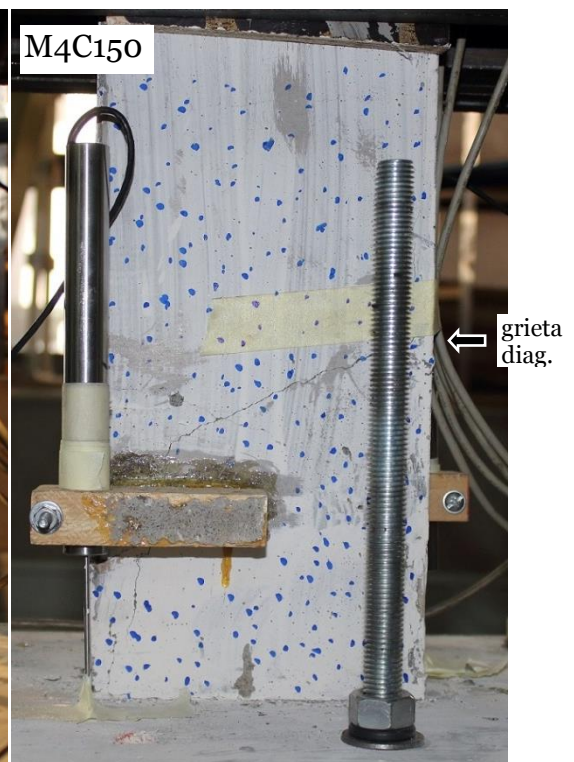
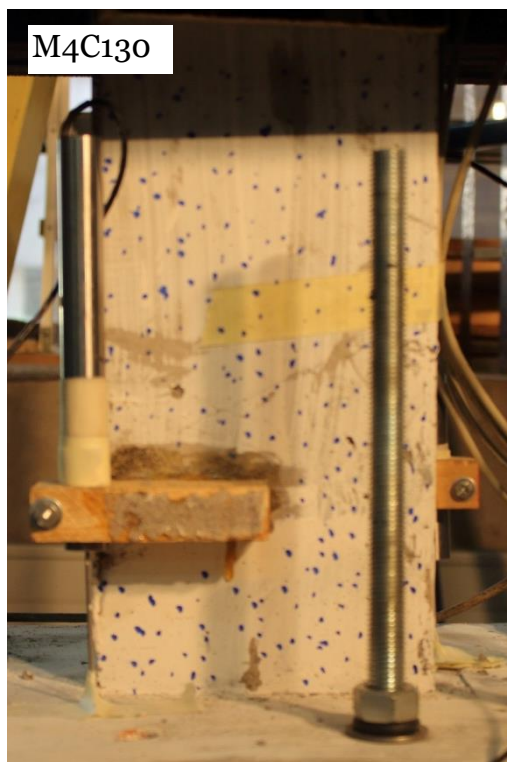


H.4 PROBETA M4





7.1.1 Probeta M5



M5C200



Anexo I REGRESIÓN MODAL

El objetivo de la regresión modal es encontrar los factores de amplificación para cada modo, tal que, al multiplicar cada factor por su forma modal correspondiente, se obtenga la mejor aproximación a la respuesta experimental de la estructura. Gráficamente se muestra un ejemplo en la Figura 7-1.

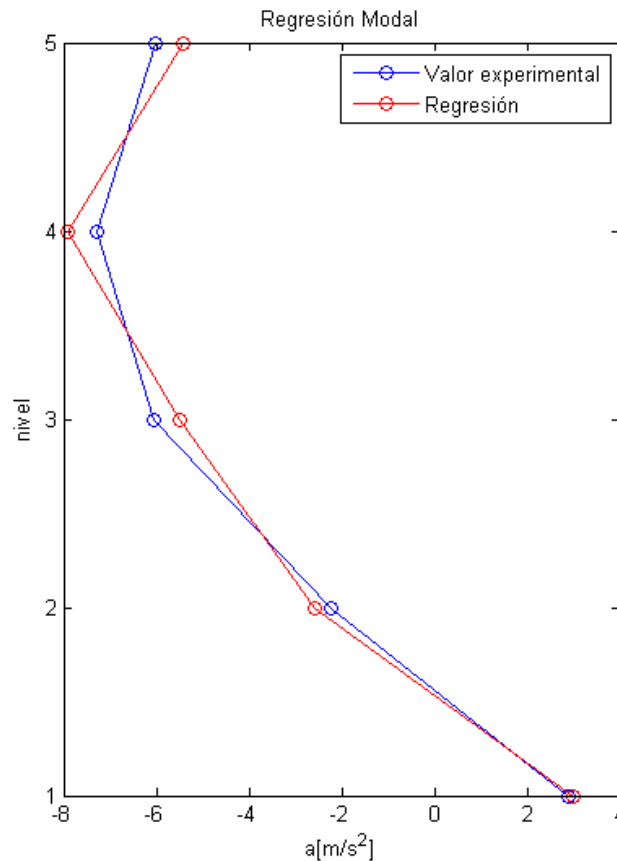


Figura 7-1: Esquema de los grados de libertad.

Para introducir la base teórica de la regresión modal, se definen los parámetros:

n : Número de modos.

m : Número pisos.

$[\Phi]_{m \times n} = [\{\phi_1\}\{\phi_2\} \cdots \{\phi_n\}]$: Matriz que contiene los vectores de forma modales. Se calculan teóricamente según la teoría de valores y vectores propios para dinámica de estructuras con los valores nominales.

$\{\beta\}_n$: Vector que contiene los estimadores de factores por el que se debe multiplicar cada forma modal.

$\{a\}_m$: Vector de mediciones o muestras. Para el caso en estudio se considera la aceleración.

$\{\hat{a}\}_m$: Vector auxiliar de estimadores para el vector de mediciones o muestras.

ε : Error entre la medición y la estimación de la regresión.

Se desea obtener el valor de β para el modo i a fin de obtener el menor error cuadrático entre la medida y el estimador. Considerando el nivel k , se tiene,

$$a_k = \beta_i \cdot \phi_{k,i} + \varepsilon_k \quad (\text{I-1})$$

$$\hat{a}_k = \beta_i \cdot \phi_{k,i} \quad (\text{I-2})$$

Este planteamiento es homólogo al de la teoría de la regresión lineal. considera que el valor de la variable dependiente a_k será el producto de la variable independiente $\phi_{k,i}$ por un factor que lo multiplica β_i más un error ε a minimizar. Por otra parte, el estimador \hat{a}_k es lineal respecto a la variable independiente.

A fin de minimizar la suma del error cuadrático mencionado para el modo i ,

$$\min \sum_{k=1}^m (a_k - \hat{a}_k)^2 \Rightarrow \frac{\partial}{\partial \beta_i} \sum_{k=1}^m (a_k - \hat{a}_k)^2 = 0 \quad (\text{I-3})$$

Reemplazando (I-2) en la ecuación anterior,

$$\frac{\partial}{\partial \beta_i} \sum_{k=1}^m (a_k - \beta_i \cdot \phi_{k,i})^2 = 0 \quad (\text{I-4})$$

Aplicando propiedades de la sumatorio, derivando y reduciendo términos, se obtiene,

$$\sum_{k=1}^m (a_k - \beta_i \cdot \phi_{k,i}) \cdot \phi_{k,i} = 0 \quad (\text{I-5})$$

$$\sum_{k=1}^m (a_k \cdot \phi_{k,i} - \beta_i \cdot \phi_{k,i} \cdot \phi_{k,i}) = 0 \quad (\text{I-6})$$

Separando la sumatorio y considerando la independencia de β_i respecto a k ,

$$\sum_{k=1}^m a_k \cdot \phi_{k,i} = \beta_i \sum_{k=1}^m \phi_{k,i} \cdot \phi_{k,i} \quad (\text{I-7})$$

Finalmente,

$$\beta_i = \frac{\sum_{k=1}^m a_k \cdot \phi_{k,i}}{\sum_{k=1}^m \phi_{k,i}^2} \quad (\text{I-8})$$

El procedimiento a utilizar para el estudio en cuestión consiste en calcular el factor β_1 para la primera forma modal y restar el vector estimado $\{\hat{a}\} = \beta_1 \cdot \{\phi_1\}$ del vector de las aceleraciones observadas $\{a\}$. En base a este nuevo vector se calcula el factor para el segundo modo β_2 , y así sucesivamente hasta completar todos los modos o hasta algún modo determinado, según se desee.

La diferencia, o error, que se tiene al calcular los primeros n factores es de

$$\varepsilon_n = \frac{\sum_{k=1}^m |a_k - \sum_{i=1}^{n_1} \beta_i \widehat{a}_{k,i}|}{\sum_{k=1}^m |a_k|} \quad (\text{I-9})$$

Notar que los vectores $\{\phi_i\}$ son linealmente independientes, por lo que si se calculan todos los factores, se tiene que $\{a\} = \sum \beta_i \cdot \{\phi_i\}$, es decir el calce es completo $\varepsilon_m = 0$, de hecho la figura al comienzo del anexo sólo incluye los primeros 4 términos. Mientras que la participación de cada modo en la respuesta total es el complemento del error, es decir, $1 - \varepsilon_n$.

Anexo J PLANOS DE LAS PROBETAS

A continuación, se adjuntan los planos de las probetas construidas.