

# **Diseño Basado en Desplazamientos para el Refuerzo de Estructuras Existentes Mediante Disipadores Histeréticos**

Por

Cristian Otto Bay

**Tesis sometida a evaluación para la obtención del grado de doctor en ingeniería**

Director: Dr. Gustavo Palazzo  
Co-Director: Dr. José Luis Almazán



Universidad Tecnológica Nacional

# Prefacio

Esta Tesis se presenta como parte de los requisitos para optar al grado académico de Doctor en Ingeniería, de la Facultad Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica Nacional y no ha sido presentada anteriormente para la obtención de otro título en esta Universidad u otra. La misma contiene formulaciones y resultados desarrollados en el ámbito del Departamento de Ingeniería durante el período comprendido entre el 29 de junio del 2016 y el 29 de diciembre de 2020, bajo la dirección del Dr. Mg. Ing. Gustavo Palazzo y la codirección del Dr. Ing. José Luis Almazán Campillay.

# Resumen

En zonas de elevada peligrosidad sísmica existen estructuras que pueden requerir un refuerzo estructural para mejorar su desempeño. Los sistemas pasivos de disipación de energía son una alternativa que, frente a los sistemas convencionales, presentan la ventaja de menor tiempo de implementación y la posibilidad de recambio luego de un evento destructivo.

En el presente trabajo se planteó la necesidad de desarrollar un método de diseño, basado en desplazamientos, de bajo costo computacional y fácil implementación, para estructuras reforzadas con sistemas histeréticos de disipación pasiva de energía, con el objetivo de alcanzar un nivel de desempeño adecuado.

Primero se realizó una revisión de la literatura de los métodos de diseño para estructuras con y sin sistemas de disipación de energía, y se trataron aspectos conceptuales de los sistemas de protección sísmica. Posteriormente, se desarrolló el método para el refuerzo de estructuras existentes, y con una variante se aplicó a estructuras nuevas. Se dedicó un apartado a la selección de registros y utilización de distintos métodos de escalamientos para aplicar la formulación a edificios característicos de la zona, y se contrastaron los resultados con análisis dinámico no lineal.

El método de diseño propuesto consta de un algoritmo de siete pasos, que parte de los conceptos básicos del diseño basado en desplazamientos, y concluye con las propiedades de los disipadores en cada nivel de la estructura. Mediante una simple variante, el

algoritmo es también aplicado a edificios nuevos. Además, se ha desarrollado un *software* (CALDIS v1.1) para divulgar el método en la comunidad profesional y científica. Se realizaron 3 aplicaciones concretas para validar el método propuesto, dos a pórticos, de 2 y 6 niveles, representativos de estructuras existentes, y una estructura de 8 niveles, representativa de un edificio nuevo. Todos emplazados en zona de muy elevada peligrosidad sísmica en el oeste argentino. Se establecieron dos niveles de demanda sísmica, un terremoto de diseño y un terremoto máximo considerado, de acuerdo con lo establecido en los reglamentos internacionales. Para validar el método, y para cumplir los requerimientos de normas internacionales, se sometieron las estructuras a un análisis dinámico no lineal.

Los resultados numéricos obtenidos mostraron el buen desempeño del método propuesto siendo una herramienta de bajo costo computacional y fácil implementación para estimar las propiedades de los disipadores histeréticos en edificios. Además, un análisis de sensibilidad sobre uno de los edificios mostró un rango importante de ductilidades para aplicar el método. También, se verificó que el escalamiento por ajuste espectral presenta menores dispersiones y menor tiempo de respuesta en los análisis no lineales.

Finalmente, se concluye que el método propuesto es una excelente herramienta, y de sencilla implementación, para estimar propiedades de disipadores histeréticos en el refuerzo de estructuras existentes.

# Abstract

In areas of high seismic hazard, there are structures that may require structural retrofit to improve their performance. Passive energy dissipation systems are an alternative that, compared to conventional systems, have the advantage of shorter implementation time and the possibility of replacement after a destructive event.

In this work, the need to develop a design method, based on displacements, with low computational cost and easy implementation, for structures reinforced with hysteretic passive energy dissipation systems, to achieve an adequate level of damage, was raised.

First, a review of the literature of design methods for structures with and without energy dissipation systems was carried out, and conceptual aspects of seismic protection systems were addressed. Subsequently, the method for the retrofit of existing structures was developed, and with a variant it was applied to new structures. A section was devoted to the selection of records and the use of different escalation methods to apply the formulation to characteristic buildings in the area, and the results were contrasted with non-linear dynamic analysis.

The proposed design method consists of a seven-step algorithm, which starts from the basic concepts of displacement-based design and concludes with the properties of the device at each level of the structure. By means of a variant, the algorithm is applied to new buildings. Software (CALDIS v1.1) has also been developed to disseminate the method in the community. 3 models of buildings are used, two existing and one new,

typical of the construction of western Argentina, an area of high seismic hazard. Two levels of seismic demand were established, a design earthquake and a maximum considered earthquake, in accordance with the provisions of international regulations. To evaluate the efficiency and reliability of the method, and to meet the requirements of international standards, the structures were subjected to a non-linear dynamic analysis.

The numerical results obtained showed the excellent performance of the proposed method, being a low computational cost and easy implementation tool to estimate the properties of hysterical device in buildings. Furthermore, a sensitivity analysis on one of the buildings showed an important range of ductility to apply the method. Also, it was verified that scaling by spectral adjustment presents lower dispersions and shorter response time in non-linear analyzes.

Finally, it is concluded that the proposed method is an excellent tool, and of simple implementation, to estimate properties of hysteretic dissipators in the reinforcement of existing structures.

*A Oli y Lolo, mis hijos,  
A Verónica, mi esposa,  
A Laura y Otto, mis padres*

# Índice general

<b>PREFACIO</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>V</b>
<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	<b>VIII</b>
<b>LISTADO DE FIGURAS</b> .....	<b>XIV</b>
<b>LISTADO DE TABLAS</b> .....	<b>XIX</b>
<b>LISTADO DE ABREVIATURAS</b> .....	<b>XXI</b>
<b>LISTADO DE SÍMBOLOS</b> .....	<b>XXIII</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>XXVII</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Motivación a los sistemas de disipación pasiva de energía en estructuras ....	1
1.2 Alcances de esta tesis .....	6
1.3 Objetivos .....	7
1.4 Originalidad de la tesis .....	8
1.5 Contenido de la tesis .....	8
<b>2 ESTADO DEL ARTE Y ASPECTOS CONCEPTUALES</b> .....	<b>12</b>
2.1 Introducción .....	12
2.2 Metodologías de análisis y diseño de estructuras convencionales .....	13
2.2.1 Métodos de análisis sísmico .....	13
2.2.1.1 Análisis estático lineal .....	14
2.2.1.2 Análisis dinámico lineal .....	14
2.2.1.3 Análisis estático no lineal .....	15
2.2.1.4 Análisis dinámico no lineal .....	16
2.2.2 Métodos de diseño sísmico .....	16

2.2.2.1	Métodos de diseño basado en fuerzas.....	18
2.2.2.2	Mitos y falacias del diseño basado en fuerzas .....	20
2.2.2.3	Métodos de diseño basado en desplazamientos .....	23
2.2.2.4	Problemas del diseño directo basado en desplazamientos .....	27
2.2.3	Diseño basado en desempeño .....	27
2.2.3.1	Reseña histórica .....	28
2.2.3.2	Lineamientos del documento VISION 2000 .....	30
2.2.3.3	Lineamientos del reglamento ASCE 41 (2017).....	32
2.3	Sistemas de protección sísmica.....	36
2.3.1	Sistemas pasivos de protección .....	40
2.3.1.1	Aislamiento de base .....	40
2.3.1.2	Amortiguadores de masa sintonizada.....	44
2.3.1.3	Disipación de energía .....	45
2.3.2	Disipadores de energía .....	46
2.3.2.1	Disipadores de fricción .....	46
2.3.2.2	Disipadores viscosos y viscoelásticos .....	48
2.3.2.3	Disipadores hysteréticos.....	50
2.3.3	Barras de pandeo restringido .....	52
2.4	Metodologías de análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación 56	
2.4.1	Revisión de la literatura.....	57
2.4.2	Aspectos normativos en disipación de energía .....	60
2.5	Conclusiones.....	63
<b>3</b>	<b>AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE .....</b>	<b>64</b>
3.1	Introducción.....	64
3.2	Amortiguamiento viscoso lineal equivalente en la dinámica clásica .....	65
3.3	Amortiguamiento viscoso equivalente en el diseño por desplazamientos.....	68
3.3.1	Amortiguamiento viscoso no lineal .....	68
3.3.2	Amortiguamiento viscoso equivalente para sistemas con comportamiento hysterético.....	69
3.3.3	Amortiguamiento viscoso equivalente .....	72

3.4	Revisión del amortiguamiento viscoso equivalente.....	73
3.4.1	AVE previo al desarrollo del DDBD.....	73
3.4.2	AVE propuesto por Blandon, Dwairi y Priestley.....	79
3.4.3	AVE en estructuras de hormigón armado.....	85
3.4.4	AVE en estructuras metálicas.....	88
3.4.5	AVE en sistemas bilineales.....	91
3.5	Amortiguamiento de sistemas en paralelo en el DDBD.....	94
3.5.1	Revisión de la literatura.....	95
3.6	Propuesta del AVE para sistemas en paralelo.....	97
3.7	Conclusiones.....	100
<b>4</b>	<b>FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO.....</b>	<b>102</b>
4.1	Introducción.....	102
4.2	Aspectos generales.....	103
4.2.1	Limitaciones de la formulación.....	104
4.2.2	Hipótesis en la formulación.....	105
4.3	Formulación del método de diseño.....	106
4.3.1	Paso Preliminar: Evaluación del desempeño de la estructura original ...	106
4.3.1.1	Análisis estático no lineal.....	108
4.3.1.2	Estructura equivalente.....	108
4.3.1.3	Evaluación del desempeño.....	110
4.3.1.4	Determinación del desempeño objetivo de la estructura.....	112
4.3.2	Primer paso: Caracterización del sistema original.....	113
4.3.3	Segundo Paso: AVE en el sistema de disipación.....	114
4.3.4	Tercer Paso: AVE del sistema reforzado.....	115
4.3.5	Cuarto Paso: Rigidez y resistencia del sistema reforzado.....	115
4.3.6	Quinto Paso: Rigidez y resistencia del sistema de disipación.....	116
4.3.7	Sexto Paso: Verificación para otro objetivo de desempeño.....	117
4.3.8	Séptimo Paso: Distribución de rigidez y resistencia.....	118
4.4	Variante del método para estructuras nuevas.....	121
4.5	Conclusiones.....	122

<b>5</b>	<b>DEMANDA SÍSMICA .....</b>	<b>123</b>
5.1	Introducción.....	123
5.2	Demanda sísmica para el método propuesto .....	124
5.2.1	Definición de los niveles de demanda sísmica .....	125
5.2.1.1	Terremoto máximo esperado.....	125
5.2.1.2	Terremoto máximo considerado.....	125
5.2.1.3	TMC en zonas de elevada sismicidad.....	126
5.2.1.4	Terremoto de diseño .....	127
5.2.2	Normativa nacional sismo resistente.....	128
5.2.2.1	La evolución de los reglamentos.....	128
5.2.2.2	El reglamento actual INPRES-CIRSOC 103-Parte I (2018).....	129
5.2.2.3	No linealidad en el reglamento nacional.....	130
5.2.2.4	TMC y TD en el reglamento nacional .....	132
5.2.2.5	Peligrosidad sísmica en el Gran Mendoza.....	133
5.2.3	Demanda sísmica para los casos de estudio .....	135
5.3	Demanda sísmica para el análisis dinámico no lineal.....	136
5.3.1	Selección de registros .....	136
5.3.2	Escalamiento de registros.....	137
5.3.2.1	Ajuste por amplitudes.....	138
5.3.2.2	Ajuste espectral.....	138
5.3.3	Aspectos normativos .....	139
5.3.4	Demanda sísmica para los casos de estudio .....	140
5.3.4.1	Registros para el edificio 6N-2D.....	143
5.3.4.2	Registros para el edificio escolar .....	146
5.3.4.3	Registros para el edificio 8N-3D.....	146
5.4	Conclusiones.....	150
<b>6</b>	<b>APLICACIÓN A PÓRTICO EN EDIFICIO DE 6 NIVELES .....</b>	<b>151</b>
6.1	Introducción.....	151
6.2	Características del edificio en estudio .....	152
6.3	Diseño del sistema de disipación .....	156

6.4	Análisis dinámico no lineal .....	160
6.4.1	Demanda sísmica .....	161
6.4.2	Simulación computacional.....	161
6.4.3	Resultados numéricos.....	163
6.4.3.1	Comparación entre el ADNL y método de diseño propuesto .....	164
6.4.3.2	Resultados del ADNL .....	166
6.4.3.3	Incidencia del método de escalamiento .....	169
6.5	Análisis de sensibilidad .....	170
6.5.1	Evaluación de los parámetros de diseño.....	170
6.5.2	Contrastación con el análisis dinámico no lineal.....	172
6.6	Conclusiones.....	176
<b>7</b>	<b>APLICACIÓN A PÓRTICO EN EDIFICIO ESCOLAR.....</b>	<b>179</b>
7.1	Introducción.....	179
7.2	Edificio educacional de estudio .....	181
7.3	Diseño del sistema de disipación .....	184
7.3.1	Definición del objetivo de desempeño .....	184
7.3.2	Evaluación del desempeño actual.....	185
7.3.3	Diseño del sistema de disipación .....	188
7.4	Análisis dinámico no lineal .....	191
7.4.1	Demanda sísmica .....	192
7.4.2	Simulación computacional.....	192
7.4.3	Resultados numéricos.....	193
7.4.3.1	Comparación entre el ADNL y método de diseño propuesto .....	193
7.4.3.2	Resultados del ADNL .....	195
7.4.3.3	Resultados locales .....	200
7.4.3.4	Respuesta del sistema de disipación.....	203
7.4.3.5	Respuesta en el tiempo del ADNL.....	205
7.5	Conclusiones.....	207
<b>8</b>	<b>APLICACIÓN A EDIFICIO 8 NIVELES.....</b>	<b>210</b>
8.1	Introducción.....	210

8.2	Características del edificio estudiado .....	211
8.3	Diseño estructural con el método propuesto .....	212
8.3.1	Definición de la resistencia del SO .....	214
8.3.2	Desplazamiento objetivo .....	217
8.3.3	Diseño del sistema de disipación .....	218
8.4	Análisis dinámico no lineal .....	220
8.4.1	Demanda sísmica .....	221
8.4.2	Simulación computacional.....	222
8.4.3	Resultados numéricos.....	223
8.4.3.1	Comparación entre el ADNL y método de diseño propuesto .....	223
8.4.3.2	Resultados del ADNL .....	226
8.4.3.3	Incidencia del método de escalamiento .....	230
8.5	Análisis de la torsión por excentricidad accidental .....	230
8.6	Comparación con edificio convencional.....	232
8.7	Conclusiones.....	233
<b>9</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>235</b>
9.1	Resumen del estudio .....	235
9.2	Evaluación del estudio .....	236
9.3	Deducción del estudio .....	238
9.4	Trabajos futuros.....	238
<b>10</b>	<b>PUBLICACIONES PROPIAS.....</b>	<b>240</b>
<b>11</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>241</b>
	<b>ANEXO A. SOFTWARE CALDIS V1.1 .....</b>	<b>262</b>
A.1	Introducción .....	262
A.2	Manual de uso.....	263
	<b>ANEXO B. RESULTADOS DEL EDIFICIO 6N.....</b>	<b>275</b>
	<b>ANEXO C. RESULTADOS DEL EDIFICIO 8N.....</b>	<b>283</b>

# Listado de figuras

Figura 1.1. Daño estructural en el terremoto de Wenchuan (Miyamoto, 2008). .....	2
Figura 1.2. Daño estructural en el terremoto de L'Aquila (Miyamoto, 2009). .....	2
Figura 1.3. Daño estructural en el terremoto de Ecuador 2016 (Aguiar & Bravo, 2016). .....	3
Figura 1.4. Esquema general de organización de tesis. ....	9
Figura 2.1. Método de las fuerzas según reglamento. (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). .....	20
Figura 2.2. Influencia de la resistencia flexional en la rigidez (Priestley, 1993). .....	21
Figura 2.3. Influencia del periodo elástico en el diseño basado en fuerzas. (Priestley, 1993).....	23
Figura 2.4. Gráficos característicos del DDBD .....	25
Figura 2.5. Factores de amortiguamiento según distintos autores y normativas internacionales. .....	25
Figura 2.6. Matriz de desempeño sísmico. (SEAOC, 1995).....	32
Figura 2.7. Definición de desplazamiento y distorsión (FEMA-356, 2000; ASCE-41, 2017).....	35
Figura 2.8: Efectos del amortiguamiento sobre la vibración libre (Chopra, 1995). .....	36
Figura 2.9: Clasificación de los sistemas de protección en edificios (Preumont & Seto, 2008). .	37
Figura 2.10: Edificio Kyobashi Seiwa de Tokio (Weber, et al., 2006).....	38
Figura 2.11. Edificio Sendagaya INTES, Japón.....	40
Figura 2.12. Aisladores sísmicos de la empresa chilena Nüyün_tek ( <a href="http://www.nuyuntek.cl/">http://www.nuyuntek.cl/</a> ) .....	41
Figura 2.13: Residencia estudiantil universitaria. (UTN-FRM).....	43
Figura 2.14: Edificio IHEM Mendoza. . (Guisasola & Reboredo, 2017) .....	44
Figura 2.15: Citicorp Center en Nueva York.....	45
Figura 2.16 .Resumen de disipadores de control pasivo (Symans, et al., 2008). .....	46
Figura 2.17. Dispositivo de fricción desarrollado por Pall. Marsh & Fazio (1980) .....	48
Figura 2.18. Dispositivos viscoelásticos utilizados por la empresa <i>Taylor Device Inc.</i> (2019)...	50
Figura 2.19. Dispositivo ADAS (izquierda) y TADAS (derecha).....	51
Figura 2.20. Esquema y comportamiento de una BPR.....	53
Figura 2.21. Preparación de BPR para ensayos en Girona, España (Palazzo, et al., 2009). .....	54
Figura 2.22. Tipos de BPR. (Della Corte, et al., 2011) .....	55

Figura 3.1. Representación de un sistema de un grado de libertad (Chopra, 1995). .....	66
Figura 3.2. Historia de la respuesta de sistemas con y sin amortiguamiento (Chopra, 1995)....	66
Figura 3.3. Energía elástica y energía disipada.....	70
Figura 3.4. Expresiones (3.17) y (3.18) propuestas por Rosenblueth y Herrera (1964).....	76
Figura 3.5. Relación de AVE según distintos autores de la literatura. ....	79
Figura 3.6. AVE para $T_{ef} = 1$ segundo (Grant , et al., 2005).....	81
Figura 3.7. Incidencia del AVE en la variación del $T_{ef}$ . (Grant , et al., 2005).....	82
Figura 3.8 AVE para $T_{ef} > 1$ segundo (Dwairi, et al., 2007).....	84
Figura 3.9. AVE para distintos ciclos de histéresis, $T_{ef} = 1$ seg. (Jacobsen, 1960; Dwairi, et al., 2007; Blandon & Priestley, 2005; Priestley, et al., 2007) .....	85
Figura 3.10. AVE para pórticos de hormigón armado con y sin rigidización. ....	88
Figura 3.11. AVE para pórticos metálicos con y sin rigidización.....	91
Figura 3.12 Relaciones de amortiguamiento para sistemas bilineales con $T_i = 0.3$ segundo. ....	92
Figura 3.13 Relaciones de amortiguamiento para sistemas bilineales con $r = 0.05$ . ....	93
Figura 3.14. Sistema en paralelo simplificado utilizado en el DDBD. ....	94
Figura 3.15. Amortiguamiento equivalente de sistemas en paralelo según dos criterios de la bibliografía. Expresión (3.37) y (3.38). ....	96
Figura 3.16. Comparación del AVE entre la expresión propuesta (3.43) y las expresiones de la bibliografía (3.37) y (3.38).....	99
Figura 3.17. Factor $r_{\xi} = \zeta_{EQ(\text{Expresión 3.43})} / \zeta_{EQ(\text{Expresión 3.38})}$ en función del $\zeta_{SD}$ para distintos valores de $V_{SO}$ y $\zeta_{SO}$ .....	100
Figura 4.1 Esquema general del método propuesto. ....	107
Figura 4.2 .Transformación en la estructura lineal equivalente (Fajfar, 2000).....	109
Figura 4.3. Factor de reducción del espectro elástico según distintas normativas.....	111
Figura 4.4 .Espectro de desplazamientos reducido por AVE para determinar $T_e$ . ....	112
Figura 4.5. Caracterización del SUGLE para el SO.....	113
Figura 4.6. Relaciones de AVE (Yan, et al., 2018; Priestley, et al., 2007).....	113
Figura 4.7 .Relación de amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema histerético de disipación (Liu, et al., 2014b).....	115
Figura 4.8. Comportamiento bilineal del sistema de disipación. ....	117
Figura 4.9 .Esquema de ubicación de los disipadores en la estructura.....	119
Figura 4.10 .Resumen del método propuesto para el refuerzo de estructuras. ....	120
Figura 4.11. Pantalla principal del <i>software</i> CALDIS v1.1. para aplicación del método. ....	121
Figura 5.1. TMC en las cercanías de la falla (FEMA 450-2, 2003).....	127
Figura 5.2. Espectro de diseño según el reglamento (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).....	129

Figura 5.3. Espectros de diseño según el reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). .....	130
Figura 5.4. Comportamiento inelástico esperado según la norma (ASCE-7, 2016). ....	131
Figura 5.5. Tectónica de placas y tasas de desplazamiento por año (Mescua, et al., 2016). ...	133
Figura 5.6. Ubicación de fuentes sísmicas potenciales del centro-oeste argentino (Frau & Saragoni, 2005).....	134
Figura 5.7. Espectros de demanda para los edificios estudiados en la tesis.....	135
Figura 5.8. Acelerogramas de registros seleccionados para componentes horizontales (a y b). En ordenadas aceleración (%g) y en abscisas tiempo (segundos). ....	142
Figura 5.9. Espectros en pseudoaceleración de registros originales. ....	142
Figura 5.10. Espectros de registros escalados por AE para el edificio 6N (capítulo 6).....	144
Figura 5.11. Acelerogramas originales (color azul) y acelerogramas escalados por AE (color rojo). En ordenadas aceleración (%g) y en abscisas tiempo (segundos) .....	145
Figura 5.12. Espectros de registros escalados por amplitudes utilizados en el edificio 6N (capítulo 6).....	146
Figura 5.13. Espectros de registros escalados por amplitudes utilizados en el edificio 8N.....	148
Figura 5.14. Espectros de registros escalados por ajuste espectral utilizados en el edificio 8N. .....	149
Figura 6.1 Esquema estructural en planta.....	153
Figura 6.2 Elevación del pórtico analizado, cargas utilizadas y secciones de hormigón armado. .....	153
Figura 6.3 AENL del pórtico analizado. ....	155
Figura 6.4 Plano estructural analizado y disposición de las BPR. ....	157
Figura 6.5 Curvas fuerza desplazamiento simplificadas para SVGL. ....	159
Figura 6.6 Aplicación CALDIS v1.1. para el diseño de disipadores. ....	160
Figura 6.7. Espectros de registros utilizados en el ADNL para TD. ....	162
Figura 6.8. Modelos computacionales utilizados para las simulaciones (ETABS, 2015).....	162
Figura 6.9. Comparación entre MP y ADNL en desplazamientos y corte basal. ....	164
Figura 6.10. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones. ....	165
Figura 6.11. Demandas de ductilidades para TD y TMC en ADNL.....	166
Figura 6.12. Desplazamientos máximos (promedios, máximos y mínimos) para estructuras SO y SR sometidas a TD y TMC por AA y AE. Unidades en cm.....	166
Figura 6.13. Corte en la base (promedios, máximos y mínimos) para estructuras SO y SR sometidas a TD y TMC por AA y AE. Unidades en kN. ....	167
Figura 6.14. Distorsiones promedio por grupo de registros (FL y FC, AA y AE).....	168

Figura 6.15. Distorsiones normalizadas al N6.....	168
Figura 6.16. Coeficiente de variación, $C_v$ .....	169
Figura 6.17. Relación de resistencias y rigideces efectivas entre SD y SO. ....	171
Figura 6.18. Relación entre rigideces inicial entre SD y SO y AVE del SR. ....	172
Figura 6.19. Desplazamientos máximos promedios del ADNL y los previstos en el diseño para los distintos escenarios.....	174
Figura 6.20. Distorsiones de piso máximo promedio del ADNL y las previstas en el diseño para los distintos escenarios.....	174
Figura 6.21. Distorsiones de piso en los distintos niveles entre el ADNL y lo previsto en el diseño. ....	176
Figura 6.22. Demandas de ductilidad en el sistema de disipación promedios de máximos del ADNL. ....	176
Figura 7.1. Planta del edificio completo, bloque izquierdo estudiado en este trabajo. ....	181
Figura 7.2. Imágenes del sector estudiado. Izquierda: Pasillo central. Derecha: Fachada .....	182
Figura 7.3 Esquema estructural en planta.....	183
Figura 7.4 Elevación del pórtico analizado y cargas consideradas .....	183
Figura 7.5 Curva Carga-Desplazamiento del SO. ....	187
Figura 7.6 Espectros de demanda (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) .....	188
Figura 7.7 Plano estructural analizado y disposición de las BPR. ....	189
Figura 7.8 Curvas fuerza desplazamiento simplificadas para SVGL. ....	191
Figura 7.9. Espectros AE para el TD. Se indican los máximos y mínimos. ....	192
Figura 7.10. Comparación entre MP y ADNL en desplazamientos y corte basal.....	194
Figura 7.11. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones. ....	194
Figura 7.12. Demandas de ductilidades para TD y TMC en ADNL.....	195
Figura 7.13. Desplazamientos máximos y niveles de desempeño estructural para el SO y SR (ASCE-41, 2017). ....	197
Figura 7.14. Cortes máximos y niveles de desempeño estructural para el SO y SR.....	198
Figura 7.15. Distorsión de piso para el SR. ....	199
Figura 7.16. Distorsión remanente máxima para el SR. ....	199
Figura 7.17. Momento – Rotación para el SO. Registro FL22a Columna C20.....	200
Figura 7.18. Momento – Rotación para el SR. Registro FL22a Columna C20.....	201
Figura 7.19. Relación de carga axial en columnas de planta baja.....	202
Figura 7.20. Curva fuerza-desplazamiento de las BPR para para registro F22a. ....	204
Figura 7.21. Demandas de ductilidad del SD para TD y TMC. ....	205
Figura 7.22. Respuesta Corte Basal vs Desplazamiento para registro F22a.....	205

Figura 7.23. Historia de la respuesta en desplazamientos y distorsiones para el L22a. ....	206
Figura 7.24. Historia de la respuesta en corte basal para el L22a. ....	207
Figura 8.1 Definición del sistema sismorresistente y sistema de disipación (ASCE-7, 2016)...	211
Figura 8.2 Esquema estructural planta típica. ....	213
Figura 8.3 Planos estructurales exteriores y ubicación de las BPR. ....	213
Figura 8.4 Secciones de hormigón armado en extremos de vigas y columnas. ....	215
Figura 8.5 Distorsiones para la acción estáticas. ....	216
Figura 8.6 AENL del pórtico analizado y curva bilineal para SVGL y SUGLE. ....	217
Figura 8.7. CALDIS v.1.1. Para dirección X. ....	219
Figura 8.8. CALDIS v.1.1. Para dirección Y. ....	219
Figura 8.9. Espectros promedios de registros utilizados en el ADNL para TD. ....	221
Figura 8.10. Modelo computacional utilizados para simulaciones en <i>software</i> (ETABS, 2015). .....	222
Figura 8.11. Comparación entre MP y ADNL en desplazamientos y corte basal. ....	224
Figura 8.12. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones para dirección X. ....	225
Figura 8.13. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones para dirección Y. ....	225
Figura 8.14. Demandas de ductilidades para TD y TMC en ADNL. ....	226
Figura 8.15. Desplazamientos máximos en la cubierta para el SR sometido a TD y TMC por AA y AE. Unidades en cm. ....	227
Figura 8.16. Distorsiones promedio para cada grupo de registros. ....	228
Figura 8.17. Demandas de ductilidad del SD promedios para registros TD y TMC. ....	229
Figura 8.18. Coeficiente de variación de desplazamientos máximos entre AA y AE. ....	230
Figura 8.19. Coeficiente DCT / DST para análisis estático y ADNL. ....	231

# Listado de tablas

Tabla 2.1. Factores de reducción de respuesta elástica en distintos reglamentos.....	22
Tabla 2.2. Niveles de desempeño, <i>VISION 2000</i> . .....	31
Tabla 2.3. Niveles de excitación sísmica, <i>VISION 2000</i> . .....	31
Tabla 2.4. Niveles y objetivos de desempeño (ASCE-41, 2017). .....	33
Tabla 2.5. Tabla de probabilidades y niveles de riesgo sísmico (ASCE-41, 2017).....	33
Tabla 2.6. Objetivos de Desempeño para edificios existentes (ASCE-41, 2017).....	34
Tabla 2.7. Criterios de aceptación (FEMA-356, 2000; ASCE-41, 2017).....	35
Tabla 3.1. Coeficientes para estimar el AVE expresión (3.24). (Grant , et al., 2005).....	81
Tabla 3.2. Coeficientes para la expresión de AVE propuestos por Dwairi (2007) .....	83
Tabla 3.3. Coeficientes para la expresión de AVE propuestos por Priestley (2007).....	84
Tabla 4.1. Distorsiones máximas según límites de desempeño (FEMA-356, 2000). .....	112
Tabla 5.1. Definición del TD y TMC según INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018).....	132
Tabla 5.2. Registros seleccionados de Falla Lejana (FEMA P-695).....	141
Tabla 5.3. Registros seleccionados de Falla Cercana (FEMA P-695) .....	141
Tabla 5.4. Componentes de registros FL seleccionados para edificio 6N.....	143
Tabla 5.5. Componentes de registros FC seleccionados para edificio 6N. ....	143
Tabla 5.6. Factores para escalamiento para AA en edificio 6N .....	145
Tabla 5.7. Componentes de registros FL seleccionados para edificio 8N.....	147
Tabla 5.8. Componentes de registros FC seleccionados para edificio 8N. ....	147
Tabla 5.9. Factores para escalamiento para AA en edificio 8N .....	149
Tabla 6.1. Propiedades de la estructura original. ....	154
Tabla 6.2. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación .....	159
Tabla 6.3. Parámetros del estudio realizado sobre distintos escenarios. ....	171
Tabla 6.4. Escenarios para el ADNL. ....	172
Tabla 6.5. Propiedades de los dispositivos del SD para los distintos escenarios.....	173
Tabla 7.1. Resumen de demanda sísmica (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) y objetivos de desempeño (FEMA-356, 2000).....	185
Tabla 7.2. Propiedades dinámicas de la estructura. ....	186

Tabla 7.3. Tabla resumen de diseño para el TD.....	189
Tabla 7.4. Tabla resumen de diseño para el TMC. ....	190
Tabla 7.5. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación. ....	191
Tabla 7.6. Desempeño según FEMA (FEMA-356, 2000) y ASCE (ASCE-41, 2017).....	196
Tabla 7.7. Desplazamientos para los distintos niveles de desempeño (EC 8-I, 2005). ....	196
Tabla 7.8. Relación demanda / capacidad al corte de columnas de planta baja. ....	203
Tabla 8.1. Propiedades dinámicas del sistema SO. ....	215
Tabla 8.2. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación.....	220
Tabla 8.3. Costos estimados de inversión inicial para ambas alternativas.....	232

# Listado de abreviaturas

AVE	Amortiguamiento viscoso equivalente
ACHISINA	Asociación chilena de Sismología en Ingeniería Antisísmica
ADAS	<i>Added damping and stiffnes</i>
ADL	Análisis dinámico lineal
ADNL	Análisis dinámico no lineal
AEL	Análisis estático lineal
AENL	Análisis Estático no lineal
AISC	Instituto americano de construcción en acero. <i>American Institute of Steel Construction</i>
AME	Análisis modal espectral
AMS	Amortiguador de masa sintonizada
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles – <i>American Society of Civil Engineers</i>
BPR	Barra de pandeo restringido
CIRSOC	Centro de Investigación de los Reglamentos nacionales de Seguridad para las Obras Civiles
CLT	Paneles de madera laminada - <i>cross laminated timber</i>
DDBD	Diseño directo basado en desplazamientos – <i>Direct displacement based design</i>
FBD	Diseño basado en fuerzas – <i>Forced based design</i>
FEMA	Agencia federal para el manejo de emergencias - <i>Federal emergency management agency</i>
GEDEC	Grupo de estudios de estructuras civiles – FRSR - UTN
GL	Grado de libertad
IMM	Intensidad de Mercalli Modificada
INPRES	Instituto Nacional de Prevención Sísmica
INTI	Instituto Nacional de Tecnología Industrial
JSSI	Sociedad japonesa de aislación sísmica – <i>Japan Society of Seismic Isolation</i>

NEHRP	Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos - <i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
PBD	Diseño basado en desempeño – <i>Performance based design</i>
PEER	Centro de investigaciones sísmicas del pacífico - <i>Pacific Earthquake Engineering Research center</i>
PGA	Máxima aceleración de terreno – <i>Peak ground acceleration</i>
SD	Sistema de disipación, sistema de refuerzo.
SEANOC	Asociación de ingenieros estructurales del norte de California
SEAOC	Asociación de ingenieros estructurales de california - <i>Structural Engineers Association of California</i>
SEI	Instituto de Ingenieros Estructurales - <i>Structural Enginner Institute</i>
SO	Sistema original, pórtico, estructura original, estructura primitiva.
SR	Sistema reforzado, SO+SD, pórtico + sistema de disipación
SSR	Sistema sismorresistente
SUGL	Sistema de un grado de libertad
SUGLE	Sistema de un grado de libertad equivalente
SVGL	Sistema de varios grados de libertad
TADAS	<i>Triangular plate added damping and stiffness</i>
TD	Terremoto de diseño
TMC	Terremoto máximo considerado
TME	Terremoto máximo esperado

# Listado de símbolos

$c$	Constante de amortiguamiento viscoso
$c_I$	Constante de amortiguamiento equivalente del sistema no lineal
$c_n$	Constante de amortiguamiento no lineal
$d$	Desplazamiento del sistema
$d$	Desplazamiento en el SVGL
$d$	Desplazamiento en el SVGL
$d^*$	Desplazamiento en el SUGLE
$d_{SO}^*$	Desplazamiento objetivo del SUGLE para el SO
$d_{ySD}^*$	Desplazamiento de fluencia del SUGLE en el SD
$d_{ySO}^*$	Desplazamiento de fluencia del SUGLE para el SO
$f'c$	Resistencia característica a compresión del hormigón
$f_d$	Fuerza del amortiguador viscoso
$f_{ySDi}$	Fuerza de plastificación del SD en el nivel $i$
$f_{ySDk}$	Fuerza de plastificación del SD en el nivel $k$
$h_i$	Altura desde la base hasta el nivel $i$
$h_n$	Altura desde la base hasta el nivel $n$
$i$	Radio de giro de la sección
$i$	Nivel de la estructura
$k$	Rigidez del sistema
$k_{iSO}$	Rigidez del nivel $i$ en el SO
$k_{SO}$	Rigidez del sistema SO
$k_{SD}$	Rigidez del sistema SD
$k_{SD,i,j}$	Rigidez elástica del disipador $j$ en el nivel $i$ .
$k_{SDi}$	La rigidez elástica del SD en el nivel $i$ .
$m$	Masa del sistema
$m_e$	Masa efectiva del SUGLE
$m_i$	Masa del nivel $i$
$n$	Exponente de amortiguamiento no lineal

$n$	Numero de niveles de la estructura
$n_{SDi}$	Número de disipadores en el nivel $i$ .
$r$	Relación de endurecimiento posterior a la fluencia
$r_{SD}$	Factor de endurecimiento posterior a la fluencia del SD
$r_{SD}$	Factor de endurecimiento posterior a la fluencia del SD
$r_{\xi}$	Relación de AVE entre la expresión propuesta y la expresión de la literatura
$u$	Desplazamiento en el tiempo
$v_{ySD,i,j}$	Fuerza de plastificación del disipador $j$ en el nivel $i$ .
$v_{ySDi}$	Corte del nivel $i$ del SD
$v_{ySDi,j}$	Corte del disipador $j$ en el nivel $i$ del SD
$x$	Coefficiente de tabla para determinar periodo elástico aproximado
$A_h$	Área del ciclo de histéresis
$B$	Factor de reducción del espectro de desplazamientos por AVE (ASCE/SEI-7)
$C$	Constante de amortiguamiento viscoso equivalente (Priestley, <i>et al.</i> , 2007)
$C_a$	Aceleración de arranque, INPRES CIRSOC 103-I (2013)
$C_{c,SO}$	Amortiguamiento crítico del sistema SO
$C_{c,SD}$	Amortiguamiento crítico del sistema SD
$C_{c,SR}$	Amortiguamiento crítico del sistema SR
$C_d$	Factor de amplificación de los desplazamientos
$C_{eq}$	Constante de amortiguamiento del sistema SR
$C_r$	Coefficiente de tabla para determinar periodo elástico aproximado
$C_v$	Aceleración en periodo de 1 segundo, INPRES CIRSOC 103-I (2013)
$C_{SD}$	Constante de amortiguamiento del sistema SD
$C_{SO}$	Constante de amortiguamiento del sistema SO
$D$	Carga muerta o permanente
$E_c$	Módulo de elasticidad del hormigón
$E_D$	Energía disipada
$E_E$	Energía elástica
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero
$F$	Amplitud de la excitación
$F_y$	Tensión de fluencia del acero
$F_o$	Fuerza máxima de la respuesta del sistema histerético de un GL
$H$	Altura de la edificación
$I$	Factor de importancia
$K$	Coefficiente de pandeo en barras de acero
$K_e$	Rigidez efectiva del SUGLE

$K_{ef}$	Rigidez efectiva o rigidez al desplazamiento máximo
$K_{eSD}$	Rigidez efectiva secante del SD para el SUGLE
$K_{eSO}$	Rigidez efectiva secante del SO para el SUGLE
$K_{eSR}$	Rigidez efectiva secante del SR para el SUGLE
$K_{iSD}$	Rigidez inicial del SD para el SUGLE
$L$	Longitud de la barra
$L$	Carga viva o de uso
$N_a$	Coefficiente por cercanía a la falla, INPRES CIRSOC 103-I (2013)
$N_v$	Coefficiente por cercanía a la falla, INPRES CIRSOC 103-I (2013)
$R$	Factor de reducción de la fuerza sísmica por sobrerresistencia y ductilidad
$S_a$	Seudo aceleración espectral de diseño
$S_a$	Seudo aceleración espectral
$T_e$	Periodo efectivo del SUGLE
$T_{ef}$	Periodo efectivo o periodo al desplazamiento máximo
$T_{eSR}$	Periodo efectivo del SR
$T_i$	Periodo inicial o periodo elástico
$T_{iSD}$	Periodo inicial del SUGLE para el SD
$T_n$	Periodo natural de vibración
$T_n$	Periodo elástico de vibración
$U$	Desplazamiento máximo de la respuesta
$U_o$	Desplazamiento máximo de la respuesta del sistema histerético de un GL
$V_{col}$	Capacidad al corte de columnas según ACI 318
$V$	Corte basal en el SVGL
$V_e$	Fuerza equivalente del SUGLE
$V_E$	Resistencia elástica
$V_O$	Corte elástico de diseño de la estructura
$V_{OE}$	Corte elástico de la estructura. Fuerza sísmica por el método estático
$V_P$	Corte basal del sistema P
$V_S$	Resistencia de diseño obtenida como $V_E / R$
$V_{SD}$	Corte basal del sistema SD
$V_Y$	Resistencia máxima del AENL, obtenida como $V_S * \Omega$
$V_{SD}^*$	Corte basal del SD para el SUGLE
$V_{SO}^*$	Corte basal del SO para el SUGLE
$V_{SR}^*$	Corte basal del SR para el SUGLE
$V_{ySO}^*$	Corte basal a la fluencia del SO para el SUGLE
$W$	Peso sísmico

$\alpha_\varphi$	Ángulo del disipador $j$ con la horizontal
$\alpha_T$	Coefficiente de descarga de rigidez en el ciclo de Takeda
$\beta_T$	Coefficiente de recarga de rigidez en el ciclo de Takeda
$\eta$	Coefficiente de reducción del espectro elástico por alto amortiguamiento (EC8-2003)
$\theta_E$	Rotación elástica de elementos de hormigón
$\theta_{II}$	Rotación plástica de elementos de hormigón
$\lambda$	Esbeltez adimensional
$\mu$	Ductilidad del sistema
$\mu_{SD}$	Ductilidad de desplazamiento para el SD
$\mu_{SO}$	Ductilidad de desplazamiento para el SO
$\xi_{eq}$	Relación de amortiguamiento viscoso equivalente para un sistema estructural
$\xi_{EQ}$	Relación de AVE del sistema SR (sistema reforzado SO+SD)
$\xi_h$	Relación de amortiguamiento histerético equivalente
$\xi_{SD}$	Amortiguamiento viscoso equivalente del SD
$\xi_{SO}$	Relación de AVE del sistema SO (Pórtico, sistema original)
$\xi_v$	Relación entre amortiguamiento viscoso lineal y amortiguamiento crítico
$\omega$	Frecuencia de la excitación
$\omega_v$	Frecuencia natural del sistema
$\Gamma$	Factor de participación modal
$\emptyset$	Ángulo de fase de la respuesta
$\phi_i$	Desplazamiento modal del nivel $i$
$\Omega$	Factor de sobrerresistencia
@	Símbolo para designar la separación de estribos

# Agradecimientos

Quiero expresar mis más sinceros agradecimientos a:

A los Mgs. Ing. Ricardo Bassotti y Felipe Genovese, quienes siempre me impulsaron para afrontar este desafío personal y colaboraron para la concreción del mismo.

Al programa de “Becas de formación de doctores para fortalecer las áreas de I+D+i 2015” de la Universidad Tecnológica Nacional por el apoyo económico brindado durante estos cinco años.

Al apoyo brindado por la Facultad Regional San Rafael, especialmente por el GEDEC y el Laboratorio de Estructura, lugar donde se desarrolló la parte principal de esta tesis.

Y un agradecimiento muy especial a mi director, Gustavo, por aceptar guiarme en este trabajo. Agradezco enormemente su guía, supervisión, ayuda, confianza y continuo apoyo brindado a lo largo de estos años.



# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 Motivación a los sistemas de disipación pasiva de energía en estructuras

Los terremotos son fenómenos naturales inevitables, cuya acción es capaz de producir catástrofes, por lo tanto, deben ser considerados en el momento de proyectar edificios. El comportamiento sísmico inadecuado de las estructuras es la causa principal de pérdidas humanas y económicas. “*Recuerden que no es el terremoto el que mata a las personas, sino las construcciones que los ingenieros no hacemos bien*”, reiteraba el profesor Vitelmo Bertero en visitas a su país natal.

Para ejemplificar el párrafo anterior se citan a continuación los eventos de mayor relevancia de los últimos 25 años. El 12 de mayo de 2008, ocurrió el terremoto de Wenchuan (Miyamoto, 2008) con una magnitud de 8.0 (Ms) en la provincia de Sichuan, China. Fallecieron aproximadamente 68000 personas, y según los medios estatales, casi el 80% de los edificios fueron destruidos por el terremoto. Las pérdidas económicas directas por el desastre fueron estimadas en 127.7 mil millones de dólares (Figura 1.1).

En el centro de Italia, el 6 de abril de 2009, ocurrió el terremoto de L'Aquila con una magnitud de momento de 6.3. El terremoto causó importantes daños, más de 100 mil construcciones fueron destruidas en la zona (Figura 1.2). Murieron 308 personas y el costo de pérdidas y de reconstrucción fueron estimados en 16 billones de dólares.

En Chile, el 27 de febrero de 2010 ocurrió el mega terremoto del 27F, con una magnitud de 8.8  $M_w$  fue uno de los más grandes registrados por la humanidad, además estuvo sucedido por un *tsunami* sin precedentes en Latinoamérica. Se perdieron 181 vidas por el terremoto y el gobierno estimó las pérdidas económicas de 30 mil millones de dólares, un 20% del PBI de ese país (De la Llera , et al., 2017).

El 16 de abril de 2016 sucedió el terremoto de Ecuador (Figura 1.3), con epicentro en la provincia de Manabí y manifestó una magnitud de momento de 7.8. Datos oficiales indicaron 691 fallecidos y 248 desaparecidos, además, las pérdidas económicas superaron los 350 millones de dólares (Aguiar & Bravo, 2016).



Figura 1.1. Daño estructural en el terremoto de Wenchuan (Miyamoto, 2008).



Figura 1.2. Daño estructural en el terremoto de L'Aquila (Miyamoto, 2009).



Figura 1.3. Daño estructural en el terremoto de Ecuador 2016 (Aguiar & Bravo, 2016).

Los desastres indicados anteriormente evidencian el daño potencial de los terremotos, destacando que las ciudades afectadas tenían normativa sismorresistente al momento de ocurrir el evento telúrico, sin embargo, las pérdidas humanas y económicas han resultado extraordinarias. Seguramente, parte de estas pérdidas han sido por la construcción informal, pero en gran medida porque las estructuras han sido construidas en épocas que, o no existía normativa sismorresistente o las mismas resultaron obsoletas. Es importante resaltar que, la ingeniería sísmica ha progresado mucho en los últimos años, sin embargo, el diseño sismorresistente de estructuras sigue siendo un desafío para profesionales e investigadores, especialmente cuando se consideran edificios sin prescripciones sísmicas.

El diseño sismorresistente de estructuras está basado en satisfacer una demanda, manifiesta a través de fuerzas y deformaciones, con una capacidad generada mediante rigidez, resistencia y ductilidad (capacidad de deformación en el rango plástico) en la estructura. Esta filosofía de diseño, basada en fuerzas, se encuentra en la mayoría de los reglamentos de diseño sismorresistentes a nivel mundial, incluido nuestro país, y ha sido relativamente exitosa en la mitigación del daño estructural y pérdida de vidas.

Sin embargo, en los últimos veinte años, se ha reconocido que el método de diseño basado en fuerzas mantiene ocultas las principales características de la respuesta sísmica de una estructura, debido a un método de diseño poco transparente y lleno de incertezas en el campo no lineal. A principios de los 90, el profesor Nigel Priestley (1993) puso de manifiesto los problemas del método basado en fuerzas, y también fue quien, junto a

otros colaboradores, comenzaron a desarrollar los métodos basados en desplazamientos (Priestley, et al., 2007). Estos métodos parten del desplazamiento objetivo y consideran el comportamiento no lineal de la estructura mediante un sistema lineal, de un grado de libertad, con rigidez secante y amortiguamiento equivalente al desplazamiento máximo. De esta forma, la no linealidad de la estructura resulta más transparente que en el diseño basado en fuerzas. Por otro lado, varios autores (Jacobsen, 1960; Blandon & Priestley, 2005; Dwairi, et al., 2007) han desarrollado expresiones para estimar el amortiguamiento equivalente, sin embargo, aún no hay consenso en la comunidad respecto de las expresiones a utilizar y queda un largo camino por recorrer. Entonces, resulta necesario abordar el estudio del amortiguamiento equivalente para establecer expresiones que permitan determinar el desplazamiento máximo en el diseño basado en desplazamientos. También es importante destacar que, a principios de siglo Vitelmo Bertero (2002) fue uno de los pioneros en el diseño por desempeño, donde el diseñador tiene control sobre el daño esperado para una determinada demanda sísmica. Este método es complementario con el diseño por desplazamientos y ha evolucionado notablemente en los últimos años, incluso ya se encuentra disponibles en reglamentos (ASCE-41, 2017). Los países con alto riesgo sísmico y buen desarrollo económico, como por ejemplo Estados Unidos y Japón, llevan a cabo una serie de estudios para mejorar el desempeño de estructuras existentes vulnerables. Sin embargo, en países en desarrollo, como es el caso de Argentina, resulta imperiosa la necesidad de fomentar acciones que permitan mejorar la vulnerabilidad de edificios construidos con normas antiguas o incluso en ausencia de ellas. Existen, en nuestro país, una cantidad importante de edificios, públicos y privados, que han sido construidos con normas obsoletas o incluso sin ellas. Como ejemplo se cita que, en la provincia de Mendoza existen 1500 colegios de los cuales 600 solamente han sido construidos con prescripciones sísmicas (Palazzo, et al., 2019). Situación similar ocurre con edificios públicos gubernamentales, hospitales y centros asistenciales. Estos edificios podrían presentar problemas de vulnerabilidad importante. Sin dudas, que uno de los desafíos más importantes de la ingeniería sísmica actual es la mejora en la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes, mediante la implementación de refuerzos estructurales, que permitan mitigar daños y reducir pérdidas de vidas frente

a terremotos destructivos. Para este refuerzo se utilizan técnicas convencionales, basadas en la incorporación de resistencia y rigidez con elementos de hormigón armado o acero principalmente. Estas técnicas resultan invasivas para la estructura original y generalmente requieren de tiempos extensos para su implementación, que pocas veces está disponible. Sin embargo, en el último tiempo se ha incrementado el uso de nuevas tecnologías, como sistemas de disipación pasiva de energía y en menor medida sistemas de aislamiento sísmico. Estos dispositivos permiten disipar la energía que ingresa en una estructura durante un evento sísmico; y, si el diseño de la estructura + disipadores es adecuado, se puede evitar la ocurrencia del daño en la estructura. Así, ante un evento sísmico, los dispositivos actúan como “fusibles”, que pueden ser fácilmente reemplazados si son dañados en un terremoto destructivo. La implementación de sistemas de disipación de energía para el refuerzo de estructura son una cuenta pendiente en la ingeniería estructural de nuestro país.

Respecto del diseño estructural para implementar los sistemas de disipación en el refuerzo de estructura, se observa una evolución paralela a los métodos de diseño de estructuras convencionales. Desde principio de siglo los métodos basados en desplazamientos han sido los más utilizados para el refuerzo de estructuras. En general parten de una simplificación de considerar al conjunto, estructura convencional + sistema de disipación, como un sistema en paralelo, donde cada uno aporta rigidez, resistencia y ductilidad. Sin embargo, en la literatura se encuentran métodos de alto costo computacional (por la cantidad de iteraciones) y/o con algunas inconsistencias en el planteo de hipótesis. Así, por ejemplo, uno de los métodos más difundidos (Mazza & Vulcano, 2008) determina la relación de amortiguamiento del sistema reforzado como la suma de relaciones de amortiguamientos que aporta el sistema original y el sistema de disipación.

Las principales normas sismorresistentes a nivel mundial (ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017; EC 8-I, 2005; NCh 3411, 2017), en general, incluyen estas tecnologías, aunque en nuestro país se encuentra en revisión el borrador de lo que será la primera versión de norma. En el caso de estructuras que incorporan sistemas de disipación pasiva, las normas tienden a aceptar solamente el análisis dinámico no lineal. Este análisis, que

hasta hace veinte años era solo para investigadores selectos, hoy se encuentra disponible en *software* comerciales y, en tiempos relativamente reducidos se alcanzan simulaciones con no linealidades en la estructura. Entonces, los métodos de diseño desarrollados hasta el momento, basados en procesos iterativos y laboriosos resultan obsoletos frente a la rapidez con que se obtienen resultados de análisis no lineal.

Por lo tanto, resulta necesario desarrollar métodos de diseño de bajo costo computacional que permitan, de forma rápida y sencilla, estimar las propiedades de los sistemas de disipación para luego verificar los requerimientos reglamentarios mediante análisis dinámico no lineal.

## **1.2 Alcances de esta tesis**

En esta investigación se desarrollará un método de diseño sismorresistente para el refuerzo de estructuras mediante sistemas de disipación de energía (del tipo histeréticos), para ser aplicado a estructuras aporticadas que requieran incorporar rigidez y/o resistencia. Se buscará un método de formulación sencilla y de aplicación a nivel de práctica profesional.

En esta investigación se realizará una recopilación de los principales avances de la ingeniería sísmica en sistemas histeréticos de disipación de energía y en métodos de diseño para estos sistemas.

Además, se realizará una exhaustiva revisión bibliográfica del amortiguamiento equivalente de sistemas individuales y en paralelo. Para ello se estudian formulaciones numéricas y experimentales y luego se concluirá con la propuesta de una expresión inédita en la literatura para considerar el amortiguamiento equivalente de sistemas en paralelo.

Luego se formulará un método de diseño que resulte de sencilla implementación para el refuerzo de estructuras aporticadas. Se considerarán dos escenarios posibles de acuerdo con las necesidades reglamentarias internacionales. Se indicarán, en forma escueta, pequeñas modificaciones posibles para implementar el método en estructuras nuevas.

Se realizará una selección de registros compatibles a las características sismológicas de la provincia de Mendoza, se estudiarán y aplicarán distintas metodologías de escalado de registros.

El análisis dinámico no lineal sobre pórticos representativos de edificios de media altura tendrá el objetivo de contrastar los resultados con el método propuesto, además se realizará un estudio de sensibilidad de las variables intervinientes en uno de los edificios.

Por último, el enfoque de esta tesis es esencialmente teórico-numérico, en donde para validar los resultados obtenidos a partir del diseño se llevan a cabo simulaciones que incluyen la no linealidad de la estructura mediante *software* de uso libre y de uso comercial.

### 1.3 Objetivos

El objetivo principal de esta tesis es la formulación de un método de diseño basado en desplazamientos para estructuras existentes de pórticos reforzados con sistemas histeréticos de disipación de energía.

Los objetivos específicos asociados al objetivo principal son:

- i. Realizar una revisión de la literatura de los métodos de diseño, basados en desplazamientos, para estructuras que incorporan sistemas histeréticos de disipación de energía y de los sistemas de disipación de energía. Tema presentado en el capítulo 2.
- ii. Analizar el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente aplicado al diseño basado en desplazamientos de estructuras metálicas, de hormigón y también de sistemas en paralelo. Este análisis se presenta en el capítulo 3.
- iii. Desarrollar una metodología de diseño simple, basada en desplazamientos, para ser aplicada al refuerzo de estructuras existentes. Este desarrollo se presenta en el capítulo 4.
- iv. Establecer la demanda sísmica para el método propuesto, a través de espectros, y para los análisis dinámico no lineales. Tema abordado en el capítulo 5.

- v. Implementar y validar el método de diseño propuesto en el refuerzo de pórticos de hormigón armado, representativos de edificios del oeste argentino. Se presenta en el capítulo 6, 7.
- vi. Implementar y validar el método propuesto, con algunas variantes, para una estructura nueva. Tema abordado en el capítulo 8.

## 1.4 Originalidad de la tesis

Basado en los objetivos planteados anteriormente y, en consecuencia, motivado en la búsqueda de nuevos aportes que contribuyan al conocimiento del área estudiada, se considera que los aspectos más relevantes que hacen a la originalidad de esta tesis sean la formulación de un método de diseño de fácil implementación y bajo costo computacional para el refuerzo de estructuras mediante disipadores histeréticos (capítulo 4) y la forma en que se aborda el amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas estructurales en paralelo desarrollado en el capítulo 3. Ello permite formular una expresión simple, que luego es utilizada en el método propuesto en el capítulo 4 para validar los resultados mediante análisis dinámico no lineal en aplicaciones concretas de los capítulos 6, 7 y 8.

## 1.5 Contenido de la tesis

El desarrollo de esta investigación está estructurado en nueve capítulos, ordenados de forma que hay una referencia permanente entre todos los temas tratados. En la Figura 1.4 se presenta el esquema organizacional de la tesis. Se observan tres bloques; introducción, aspectos conceptuales y estudio del amortiguamiento viscoso equivalente; la formulación propiamente del método; y la aplicación y validación en los tres capítulos siguientes. Además, se incluyen 3 anexos, uno sobre el *software* desarrollado y dos sobre resultados de las simulaciones computacionales.

A continuación, se realiza una breve descripción de los temas abordados en cada uno de los capítulos.

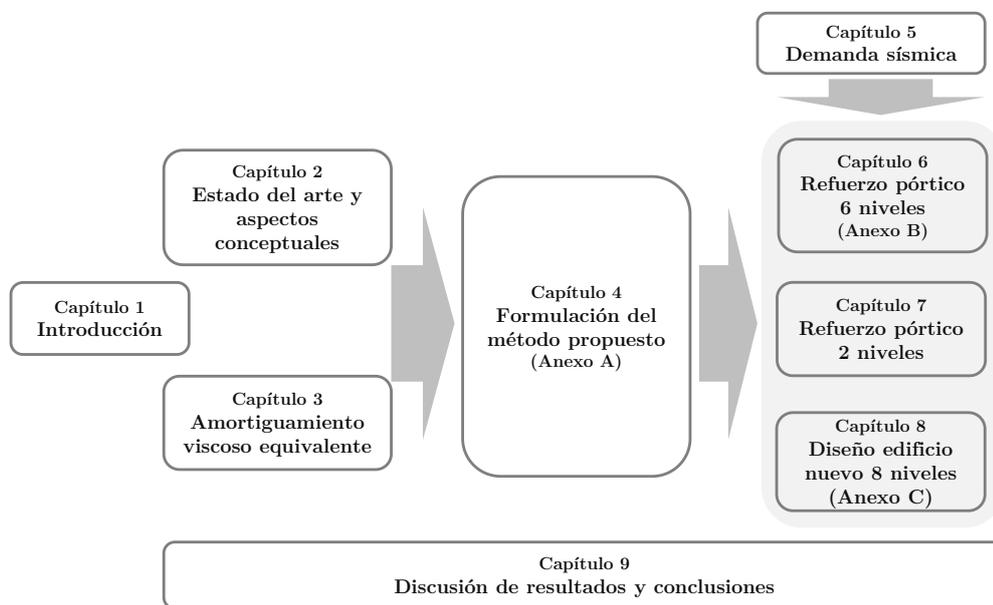


Figura 1.4. Esquema general de organización de tesis.

En el capítulo 1 se establece el área de investigación general e investigaciones previas en la temática, además el lector encontrará el nicho que aporta la presente investigación y finalmente los objetivos y la estructura de esta.

El estado del arte y aspectos conceptuales se aborda en los dos capítulos siguientes. En el Capítulo 2 se realiza una revisión de métodos de análisis y diseño de estructuras convencionales, luego se abordan los aspectos conceptuales de los sistemas de protección sísmica y, finalmente se dedica una sección a los métodos de diseño de estructura que incorporan sistemas de disipación pasiva de energía. Sobre este último tema el lector encontrará una breve reseña de la literatura escrita hasta el momento sobre el tema y los enfoques que hasta ahora se han adoptado -para evidenciar el aporte que va a implicar analizar este caso puntual-; En el capítulo 3 se desarrolla una revisión bibliográfica del amortiguamiento viscoso equivalente por su importante función en el diseño basado en desplazamientos. En la primera parte se aborda el concepto desarrollado por Jacobsen y luego se realiza una descripción de los trabajos realizados

hasta la fecha. Se dedica una sección al amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas en paralelo dada la importancia en la tesis. Finalmente se deduce una expresión analítica para el amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas en paralelo.

Luego se establece la formulación del método propuesto en el capítulo 4. En la primera parte se presentan las hipótesis y limitaciones del método. Luego se describe la forma de evaluar la vulnerabilidad de la estructura existente, a través del diseño por desplazamientos. Luego se conduce al lector por cada uno de los siete pasos que forman el método. En la parte final se presenta una variante para utilizar el método en el diseño de estructuras nuevas que incorporan sistemas de disipación de energía. El anexo A presenta un manual de usuario para el *software*.

Es importante definir la demanda sísmica, tema desarrollado en el capítulo 5. Por una parte se aborda la demanda para el método de diseño propuesto, a través de espectros de diseño es desplazamientos; por otra parte la demanda para el análisis dinámico no lineal, tanto para contrastar los resultados con el método propuesto como para complementar aspectos reglamentarios. Para el análisis dinámico se seleccionan registros característicos de la provincia de Mendoza, de falla lejana y falla cercana (sin pulso) y el escalamiento se realiza por ajuste espectral y ajuste por amplitudes. Estas demandas permiten aplicar el método propuesto en los edificios de los capítulos 6, 7 y 8.

Los tres capítulos siguientes hacen referencia a aplicaciones del método propuesto en pórticos de hormigón armado representativos de edificios típicos del gran Mendoza. En el capítulo 6 se implementa la metodología de diseño propuesta en el capítulo 4 a un portico de 6 niveles, parte de un edificio existente de hormigón armado. Para la contrastación de resultados se utiliza el análisis dinámico no lineal. En la segunda parte del capítulo se aborda un estudio paramétrico para validar la metodología ante distintos escenarios. Al final se incorpora un anexo B para los resultados numéricos obtenido de las simulaciones; en el capítulo 7 se presenta una aplicación a un pórtico de 2 niveles, representativo de un edificio escolar característico de la provincia de Mendoza. En la primera parte se analiza la vulnerabilidad estructural. Luego se aplica la metodología de diseño del capítulo 4 y mediante análisis dinámico no lineal con la demanda sísmica definida en el capítulo 5; y en el capítulo 8 se aplica el método de diseño a un edificio

nuevo de 8 niveles. Para ello se utiliza la variante del método de diseño propuesto en el capítulo 4, y luego se contrastan los resultados con el análisis dinámico no lineal utilizando la demanda definida en el capítulo 5. También se realiza un estudio sobre la torsión estática accidental donde se comparan los coeficientes propuestos en los reglamentos y los resultados de los análisis dinámicos no lineales. En el anexo C se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal.

Finalmente en el Capítulo 9 se presentan las conclusiones generales y particulares, y las reflexiones que entrega la investigación. Se concluye la tesis indicando las futuras líneas de investigación que decantan de la presente investigación.

## Capítulo 2

# Estado del arte y aspectos conceptuales

### 2.1 Introducción

A pesar de los avances realizados en las últimas décadas en la ingeniería sismorresistente estructural, las pérdidas debidas a terremotos continúan en aumento. Muchas estructuras han sido construidas sin tener en cuenta consideraciones sismorresistentes y a pesar de que, hoy en día, los reglamentos y normas son más exigentes, el crecimiento de la población en zonas sísmicas contribuye al aumento del riesgo. Entonces, las nuevas tecnologías de protección sísmica presentan una alternativa para reforzar y rehabilitar estructuras existentes y para construir edificios nuevos reduciendo el potencial daño estructural.

El objetivo de este capítulo es presentar el marco conceptual y el estado actual del conocimiento en protección de estructuras equipadas con sistemas de disipación de energía y los métodos de diseño involucrados.

Este capítulo se inicia con una revisión de las metodologías de análisis y diseño de estructuras convencionales, punto 2.2. Se pone especial énfasis en el diseño basado en desplazamientos y el diseño por desempeño, debido a su importancia en la tesis.

Luego, en la sección 2.3, se revisan los sistemas de protección sísmica. Comenzando con una descripción general y posterior profundización de los dispositivos histeréticos tipo barra de pandeo restringido, también por la importancia en el trabajo.

Finalmente se presenta en la sección 2.4, una crítica a las metodologías de análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación de energía, mostrando las ventajas y desventajas de los métodos existentes y presentando la necesidad del método propuesto en esta tesis.

## **2.2 Metodologías de análisis y diseño de estructuras convencionales**

En este apartado se trata el marco conceptual de las metodologías de análisis y diseño de estructuras convencionales. En la primera parte se analizan los métodos de diseño y su implicancia en los reglamentos internacionales y nacionales. Luego se realiza una crítica a los métodos de diseño, comenzando con el método basado en fuerzas, luego el método basado en desplazamientos y, por último, el método basado en desempeño. Además, se indican las ventajas y desventajas de cada uno.

### **2.2.1 Métodos de análisis sísmico**

La mayoría de los reglamentos sismorresistentes actuales están basados en el análisis elástico de estructuras. El cual puede ser estático, método de la fuerza lateral equivalente o dinámico, análisis modal espectral o análisis de la historia de la respuesta en el tiempo. Estos métodos se encuentran bien documentados en la literatura y son extensamente utilizados. Desde el punto de vista normativo están disponibles en las principales normas a nivel mundial y en nuestro país también (EC 8-I, 2005; ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017; INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

Además, hay métodos de análisis no lineal, estáticos o dinámicos. En este caso, los modelos computacionales pueden ser simples, considerando la no linealidad a través de puntos singulares en la estructura, o de mayor complejidad donde se modelan elementos de fibras, incluyendo cada uno de estos la no linealidad del elemento. Los primeros

están disponibles en *softwares* comerciales y su uso es cada vez común en la práctica profesional, los otros, de mayor complejidad, generalmente aplicados a la investigación científica. La norma europea (EC 8-I, 2005) y la estadounidense (ASCE-7, 2016) los incluyen indicando prescripciones respecto de la aplicación de los mismos. En nuestro país los métodos no lineales son tema pendiente, la actual norma (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) deja a criterio de la autoridad de aplicación la necesidad de métodos no lineales, sin embargo, no indica ningún tipo de prescripción al respecto.

#### **2.2.1.1 Análisis estático lineal**

En el análisis estático lineal (AEL), también llamado método de la fuerza lateral equivalente o simplemente método estático, la estructura se transforma en un sistema equivalente, de un grado de libertad con una rigidez elástica lineal. La demanda sísmica se representa mediante una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de generar los mismos esfuerzos y desplazamientos que la acción sísmica.

Basados en el primer modo de vibración del edificio, modo predominante, la fuerza lateral es distribuida en la altura de la estructura, y las correspondientes fuerzas y los desplazamientos internos son determinados usando el análisis elástico lineal. Este método, por demás simplificado, se utiliza actualmente para el diseño de la mayoría de las estructuras, esto es debido a que, cuando existe regularidad de rigidez en planta y elevación permite una adecuada estimación de solicitaciones a un bajo costo computacional.

La no linealidad de la estructura se considera a través de factores de modificación de respuesta. En el punto 2.2.2.1 se profundiza sobre este método y en el capítulo 5 se hace referencia a los factores de modificación.

#### **2.2.1.2 Análisis dinámico lineal**

Para el análisis dinámico lineal (ADL) se utiliza un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso proporcional a la velocidad. La acción sísmica se define mediante un espectro de diseño, en el caso del análisis modal espectral, o mediante acelerogramas, en el caso de análisis de historia en el tiempo.

El análisis modal supone que la respuesta dinámica de una estructura puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración, usando el espectro de respuesta elástico lineal.

El análisis de historia en el tiempo requiere una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio, usando registros reales o artificiales como demanda sísmica. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico.

La diferencia entre el análisis modal y respuesta en el tiempo es que el primero entrega la respuesta máxima y el segundo la respuesta en función del tiempo. Además, el modal espectral, surgido en la década del 60, es de fácil implementación manual y para el segundo se requiere gran cantidad de cálculos numéricos, razón por la cual se ha incrementado su uso en los últimos treinta años con el advenimiento de los procesadores.

### **2.2.1.3 Análisis estático no lineal**

El análisis estático no lineal (AENL) se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales y la estructura. Existen diversos métodos para efectuar este tipo de análisis (ATC-40, 1996; FEMA-274, 1997; FEMA-356, 2000; FEMA-440, 2005) pero todos ellos tienen en común que las características no lineales de la estructura son representadas por una curva de capacidad, generada a partir de un patrón de cargas que generalmente coincide con el primer modo de vibración de la estructura. Dado que este tipo de análisis permite determinar la capacidad de una estructura, es que generalmente se utiliza para refuerzo y rehabilitación sísmica. Aunque algunos reglamentos permiten el diseño y análisis de estructuras nuevas con el método estático no lineal (EC 8-I, 2005; ASCE-41, 2017).

El máximo desplazamiento que probablemente, puede ser experimentado durante un terremoto es determinado utilizando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tienen en cuenta los efectos de la no linealidad. Vale considerar lo mencionado por Baros “los análisis estáticos no lineales se introdujeron en los reglamentos como métodos simples...pero muchas veces, lejos de eso resultan más complejos que los análisis dinámicos no lineales y ciertamente deja de estar justificado su uso (Baros & Anagnostopoulos , 2008)”.

El AENL es abordado con mayor profundidad en el capítulo 4 debido a que interviene en forma directa en la formulación del método propuesto en esta tesis.

#### **2.2.1.4 Análisis dinámico no lineal**

Con el análisis dinámico no lineal (ADNL) la estructura es representada de manera similar a un análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica de los materiales. La principal diferencia es que la demanda sísmica solo puede ser modelada utilizando una función de historias en el tiempo. Se puede decir que esta técnica es la más sofisticada disponible hoy en día, y se la utiliza para contrastar y validar métodos de diseño simplificados. No obstante, los resultados deben ser utilizados cuidadosamente debido a la incertidumbre del comportamiento de los materiales y los modelos utilizados para representar el comportamiento de la estructura.

Si bien el ADNL requiere un costo computacional importante, con el avance de los procesadores se ha incrementado su uso a tal punto que, para ciertas estructuras las normas de diseño solo permiten este análisis (p. e. ASCE-7 (2016) para estructuras con sistemas de disipación de energía).

Sobre la demanda sísmica para abordar el ADNL se trata en el capítulo 5. Además, el ADNL es utilizado para validar los resultados del método formulado en esta tesis (capítulo 6, 7, y 8).

#### **2.2.2 Métodos de diseño sísmico**

El diseño sísmico de estructuras es relativamente moderno. Se estima que antes de 1930 pocos edificios contaban con prescripciones sísmicas. Pero, luego de sismos de la época (en 1932 el terremoto de Napier, Nueva Zelanda y en 1933 el terremoto de Long Beach, EEUU) los científicos lograron mejorar el desempeño estructural y surgieron las primeras consideraciones, en general aplicar una fuerza lateral constante proporcional al peso de la estructura. En la década del 50 surgió la dinámica estructural y en 1960 se encontró relación entre la acción sísmica y las características dinámicas de la estructura. En la década del '80 surgieron los conceptos de ductilidad y reducción de la acción sísmica hasta que en los '90 comenzó a desarrollarse el diseño basado en desempeño (Bertero, 2002). En el año 2000 se publicaron trabajos con inconsistencias en el método de las

fuerzas y comenzó a surgir el diseño directo basado en desplazamientos (Priestley, et al., 2007).

Los métodos de diseño de estructuras abordados en las normativas actuales están basados en el análisis elástico de estructura, estáticos y dinámicos, que emplean el concepto de fuerza lateral equivalente para el diseño. A estos métodos se los denomina métodos basados en fuerzas, *forced based design* (FBD). Para considerar la incursión en el rango no lineal, utilizan un factor de modificación de respuesta que reduce el espectro de demanda elástico, el cual depende de la tipología estructural y, solo en algunas ocasiones, del periodo fundamental de vibración de la estructura. Estos métodos están bien documentados en la bibliografía y son extensamente utilizados (SEAOC, 1995).

La metodología del diseño directo basado en desplazamientos, *displacement based design* (DBD), utiliza como punto de partida el control del desplazamiento máximo o distorsión de piso, siendo ésta la clave para controlar la capacidad por demanda y daño de la estructura. De esta forma se logra un proceso inverso al establecido en el FBD, es decir, se diseña una estructura con control de desplazamientos y se verifica para las fuerzas determinadas (Priestley, 1993).

El FBD funciona correctamente para un objetivo de diseño, tal como lo establecen la mayoría de los reglamentos actuales. Sin embargo, en la década del 90, con los terremotos de Northridge (1994) y de Kobe (1995) se observó que estructuras diseñadas de acuerdo a reglamento mostraron el comportamiento esperado, sin embargo, las pérdidas económicas fueron extremadamente grandes. Entonces, surgió el diseño basado en desempeño, *performance based design* (PBD), el cual permitió al diseñador y al propietario, tener control sobre la demanda sísmica y el daño esperado. Es importante destacar que, este método no compite con el FBD y el DBD, sino que resulta un complemento de estos, sin embargo, su implementación resulta más sencilla en el DBD (Bertero, 2002).

Una vez definidas las solicitaciones en la estructura, aplicando cualquiera de los métodos indicados anteriormente, resulta necesario el diseño y detallamiento de secciones. Para ello se utiliza el diseño por capacidad, originado en Nueva Zelanda a fines de la década del '60 (Hollings, 1969), que alcanzó su máxima difusión a fines de los '90 (Paulay &

Priestley, 1990). En el cual se define un mecanismo de colapso, físicamente admisible para la estructura, y se establecen zonas que permitirán a la estructura desarrollar ductilidad de acuerdo a la demanda. Las demás zonas son diseñadas para que, durante el terremoto, respondan en el rango elástico.

A continuación, una breve descripción del FBD, DDBD y el PBD. También se indican algunas ventajas y desventajas de cada uno, poniendo especial énfasis en el DDBD, el cual es la base de la formulación propuesta en esta tesis.

### **2.2.2.1 Métodos de diseño basado en fuerzas**

El FDB es utilizado en la mayoría de los reglamentos a nivel mundial. Mediante una estimación del periodo de vibración elástico se determina la aceleración elástica del espectro de demanda. Se verifica que los desplazamientos sean admisibles y se diseña la estructura para la demanda establecida, en algunas ocasiones resulta necesario una iteración para el control de desplazamientos. A continuación, se indican los pasos para el método estático haciendo referencia a la normativa nacional (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

1. Estimar la geometría de la estructura. En muchos casos se define según los requerimientos de cargas gravitatorias.
2. Determinar la rigidez elástica de los elementos de acuerdo a las dimensiones de los mismos. En general los reglamentos consideran la rigidez degradada por la fisuración para elementos de hormigón armado y mampostería. Los factores de reducción están tabulados en cada reglamento.
3. Determinar el período elástico de la estructura. En el análisis estático el período de vibración elástico,  $T_n$ , se estima en función de la altura total y de la tipología estructural, expresión (2.1). Donde  $C_r$  y  $x$  son coeficientes que dependen de la tipología estructural y  $H$  la altura de la edificación (Goel & Chopra, 1997; 1998). En la Figura 2.1a se presenta la expresión (2.1) para distintos sistemas estructurales (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

$$T_n = C_r H^x \quad (2.1)$$

4. Determinar el cortante elástico de la estructura,  $V_{0E}$ , en función del espectro de diseño elástico y  $T_n$ . En la Figura 2.1b se presenta el espectro elástico para elevada peligrosidad sísmica (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). En función de  $T_n$  se obtiene la pseudo-aceleración espectral,  $S_a$ . El factor  $I$  considera la importancia del destino de la construcción y  $W$  es el peso sísmico (determinado con la carga permanente y una porción de la carga viva).

$$V_{0E} = S_a I W \quad (2.2)$$

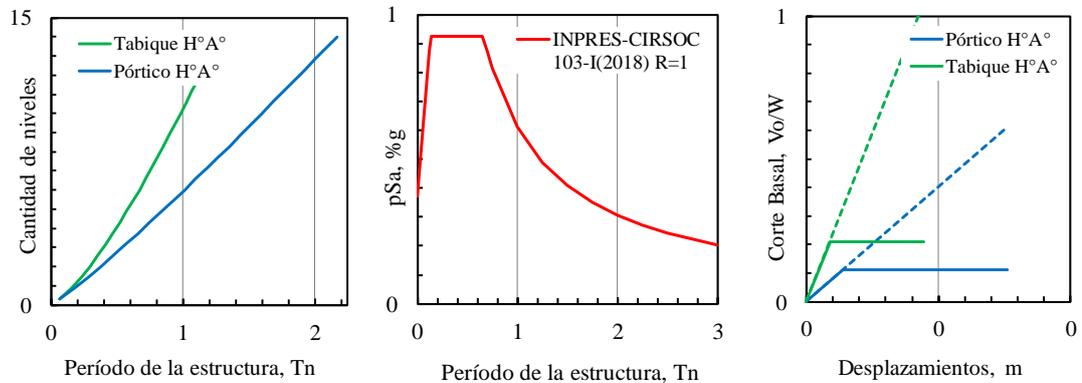
5. Definir el factor de modificación de la respuesta elástica,  $R$ , el cual considera la ductilidad de la estructura y la sobrerresistencia debida a los materiales, al diseño y a la redundancia estructural. El reglamento nacional (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) considera los factores  $R$  del reglamento americano (ASCE-7, 2016) con algunas modificaciones. Tema abordado nuevamente en el capítulo 5 de esta tesis.
6. Definir el esfuerzo de corte de diseño,  $V_0$ , mediante la expresión (2.3). Este esfuerzo es distribuido en la altura en forma proporcional al producto de la masa por la altura, garantizando el cumplimiento de la deformada del primer modo de vibración de la estructura. Luego la fuerza se distribuye entre los distintos sistemas estructurales en forma proporcional a la rigidez de cada sistema.

$$V_0 = \frac{V_E}{R} = \frac{S_a I W}{R} \quad (2.3)$$

7. Realizar el análisis estructural, lineal elástico, para el vector de fuerza sísmica, y determinar las solicitaciones de la estructura.
8. Verificar que los desplazamientos últimos cumplan con los requerimientos de reglamento. Estos desplazamientos últimos se obtienen afectando a los

desplazamientos elásticos, producidos por  $V_\theta$ , por un factor de amplificación de desplazamientos  $C_d$ . En caso de no cumplir con los desplazamientos de reglamento se debe rediseñar la estructura y volver a la determinación de las propiedades dinámicas.

9. Realizar el diseño seccional. Para el caso de pórticos o tabiques de hormigón armado se utiliza el diseño por capacidad (Paulay & Priestley, 1990), en el cual se establecen zonas que desarrollarán la ductilidad necesaria. Las demás secciones y modos de falla se diseñan para que respondan en forma elástica la acción de diseño.



a.  $T_n$  versus cantidad de niveles      b. Espectro de diseño      c. Corte versus desplazamiento

Figura 2.1. Método de las fuerzas según reglamento. (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

El FBD es un método iterativo cuya velocidad de convergencia está ligada a la experiencia del diseñador. En caso de no verificar los desplazamientos límites, último paso, se debe regresar al inicio para aumentar la rigidez de la estructura, cuestión que en la práctica profesional raramente es realizada.

### 2.2.2.2 Mitos y falacias del diseño basado en fuerzas

El método FBD presentó una serie de inconsistencias puestas de manifiesto a principio de los años 90 en la publicación *Mitos y falacias en la ingeniería sísmica* (Priestley, 1993), y son confirmados diez años después (Priestley, 2003). Entre las inconsistencias más importantes comentan las siguientes.

Considera que la resistencia de estructuras de hormigón armado no incide en la rigidez. Por ello, el FDB al inicio del proceso de diseño estima la rigidez total, o agrietada mediante coeficientes, sin considerar la cantidad de refuerzo en el elemento. Es decir, se asocia la rigidez elástica a la sección de hormigón, y la resistencia a la armadura de refuerzo longitudinal, tal como se indica en Figura 2.2a. Sin embargo, a fines de los 80 se demostró que la rigidez de una sección es afectada por la cantidad de armadura longitudinal (Priestley & Park, 1987), por lo tanto, la rigidez varía con la resistencia en secciones de hormigón armado, tal como indica la Figura 2.2b. El ignorar la dependencia entre la rigidez y la resistencia origina la incorrecta determinación de la demanda sísmica. Este problema podría ser evitado implementando un proceso iterativo para reevaluar la rigidez de la estructura una vez definida la resistencia (Priestley, 1993). En la Figura 2.2 se muestra un diagrama momento – curvatura para una sección de hormigón que presenta tres arreglos de armadura longitudinal distintos, M1, M2 y M3. En la Figura 2.2a se muestra la hipótesis considerada en el FDB, donde la resistencia depende de la cantidad de armadura longitudinal y la rigidez de la sección de hormigón. En la Figura 2.2b se presenta la situación real, donde tanto la resistencia como la rigidez dependen de la cantidad de armadura longitudinal, tal como se presenta en el DDBD.

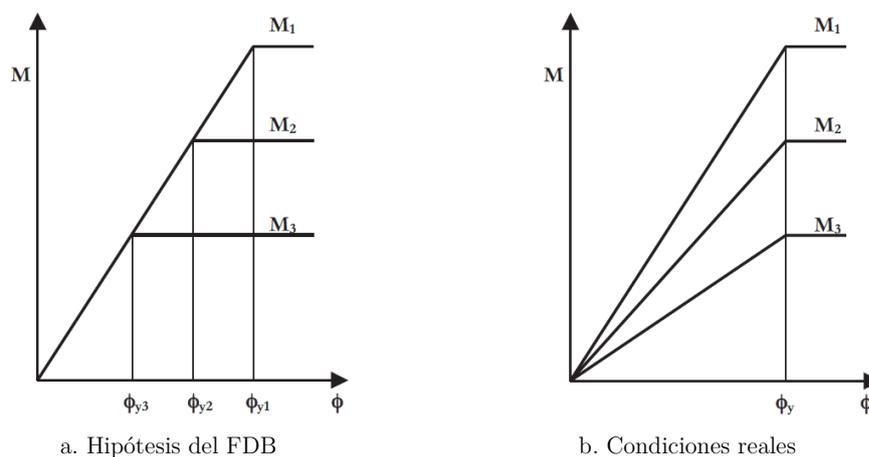


Figura 2.2. Influencia de la resistencia flexional en la rigidez (Priestley, 1993).

El FBD utiliza factores de modificación de la respuesta, dependientes de la tipología estructural, para reducir la demanda elástica y considerar la ductilidad de la estructura

y la sobrerresistencia que está presenta. El problema es que la ductilidad es una propiedad estructural que debe establecerse en forma individual para cada sistema estructural y estado límite definido y no para una estructura en su conjunto. No resulta posible imponer una demanda de ductilidad debido a que el desplazamiento de fluencia es independiente de la resistencia, por lo tanto, es necesario definir demandas de ductilidad para cada plano estructural. Sin embargo, esto no se refleja en los reglamentos actuales, los cuales tienden a adoptar factores genéricos en función de la tipología. En la Tabla 2.1 se muestra el factor  $R$  según distintos reglamentos. El reglamento nacional (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) utiliza los valores de la norma estadounidense (ASCE-7, 2016) sin considerar que este factor debería considerar aspectos constructivos del lugar, entre otros factores. Por último, destacar que se han realizado estudios sobre estos factores recientemente (Vielma & Cando, 2017), aunque sus propuestas no se ven reflejadas en las normativas.

Tabla 2.1. Factores de reducción de respuesta elástica en distintos reglamentos.

Tipología estructural	Estados Unidos ASCE/SEI-7 (2016)	N. Zelanda NZS1170:5 (2004)	Europa EC8-I (2015)	Argentina IC103-I (2018)
Pórticos de H° A°	8	9	5.85	7
Edificios de Tabiques	5	7.5	4.4	5
Pórticos de Acero	8	9	6.3	7
Tabiques de mampostería	3.5	6	3.5	3

En el FBD la acción sísmica presenta una fuerte relación con el período elástico, el cual se determina con expresiones empíricas o modelos matemáticos. En la etapa de definición de la acción sísmica se desconoce la rigidez elástica de la estructura por lo tanto las estimaciones presentan una gran variabilidad en los resultados. Tal es así que expresiones propuestas por distintos autores arrojan resultados muy dispares. Como ejemplo se cita un estudio realizado por Priestley (Priestley & Amaris, 2002) sobre edificios de distinta altura y con tabiques de hormigón armado, Figura 2.3, donde se muestra distintas curvas con la variación del periodo según la altura de la construcción. La línea roja representa el INPRES CIRSOC 103-I (2018) similar a la utilizada en el

ASCE/SEI-7 (2016). En azul el EC8-I (2015), y en verde una expresión reconocida de la bibliografía y adoptada por algunos reglamentos (Crowley & Pinho, 2004). En negro se presenta el período según un análisis modal lineal, con línea de trazos se muestra una degradación de rigidez del 50%. La Figura 2.3b muestra las pseudoaceleraciones para alta peligrosidad sísmica asociadas a los distintos periodos obtenidos en la Figura 2.3a. Se observa diferencias en más del 100% en algunos casos entre las expresiones de reglamento y un análisis modal lineal. Esto muestra que la determinación del periodo elástico no asegura una adecuada estimación de la acción sísmica.

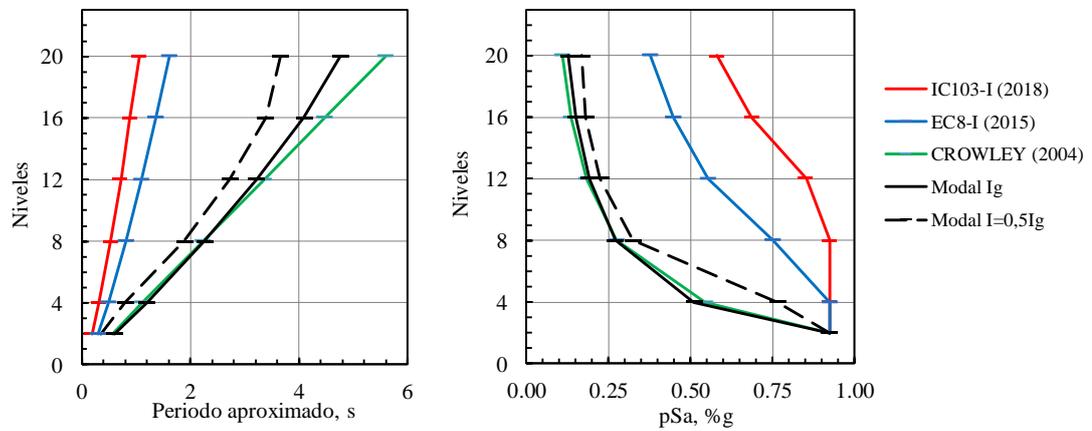


Figura 2.3. Influencia del periodo elástico en el diseño basado en fuerzas. (Priestley, 1993)

### 2.2.2.3 Métodos de diseño basado en desplazamientos

El método de diseño directo basado en desplazamientos, *direct displacement based design* (DDBD), presenta una solución a los inconvenientes presentados en el punto anterior, principalmente porque la reducción espectral se realiza a través del amortiguamiento equivalente para la demanda de ductilidad de cada sistema estructural. Además, la rigidez no necesita ser definida al inicio del proceso.

El método fue propuesto inicialmente a principios de los 90 (Priestley, 1993; Priestley & Calvi, 1997). En 2007 se publicó un libro que marcó un hito importante (Priestley, et al., 2007) y luego varios autores han propuesto variantes al método, recientemente se publicó un artículo que recopila las diferentes variantes al DDBD (Kumbhar, et al., 2020). También, se destacan trabajos sobre comparaciones del FDB respecto del DDBD

en pórticos de hormigón armado, todos concluyen en la transparencia y la no iteración en los desplazamientos del DDBD (Muljati, et al., 2015; Gamit & Amin, 2020; Sharma, et al., 2020).

El DDBD utiliza la rigidez secante y el concepto del amortiguamiento equivalente para caracterizar a la estructura, la cual es diseñada como un sistema equivalente de un grado de libertad. La rigidez secante se define, en un diagrama fuerza-desplazamiento, como la rigidez entre el origen y el desplazamiento máximo de la estructura. Por otro lado, la absorción de energía en el rango lineal y no lineal se representa mediante un amortiguamiento constante y dependiente de la velocidad, definición de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE). Por la importancia del AVE en el DDBD y en este trabajo en particular, se dedica el capítulo 3 al estudio y revisión literaria de dicho concepto.

El método DDBD tiene como objetivo diseñar una estructura para un estado límite definido y para una demanda sísmica determinada. Este método debe combinarse con el diseño por capacidad para garantizar la formación de las rótulas plásticas donde se necesiten, y evitar de esta forma que ocurran modos de falla frágil. El concepto de estado límite de diseño se trata en la sección 2.2.3.

En estructuras de varios grados de libertad, el DDBD caracteriza a la estructura mediante un sistema equivalente de un grado de libertad de masa,  $m_e$ , y una fuerza,  $V_e$ , basado en el principio de igual trabajo entre ambos sistemas denominado método de la estructura sustituta (Shibata & Sozen, 1976).

El sistema equivalente de un grado de libertad es representado por la rigidez secante respecto al desplazamiento máximo,  $K_e$ , y un amortiguamiento equivalente,  $\zeta_{eq}$ , proporcional a la energía disipada. El amortiguamiento equivalente es un valor ficticio que tiene en cuenta la disipación de la energía de la respuesta no lineal posterior a la fluencia de esta.

Este AVE se expresa en función de la ductilidad de desplazamiento y su relación se muestra en la Figura 2.4a para distintos tipos de estructuras. En el capítulo 3 se profundiza sobre este tema.

Actualmente los reglamentos más influyentes a nivel mundial (EC 8-I, 2005; ASCE-41, 2017) presentan expresiones distintas para reducir el espectro, aunque los valores numéricos arrojados son semejantes. Es importante destacar que, para registros impulsivos los valores de reducción son menores (Palazzo, et al., 2017), aunque resulta un tema pendiente de la literatura todavía. En la Figura 2.5 se presentan las expresiones para reducir el espectro elástico del 5% por altos amortiguamientos. Los actuales reglamentos estadounidenses (ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017) utilizan el factor B, basados en estudios realizados a principios del 2000 (Ramirez, et al., 2001).

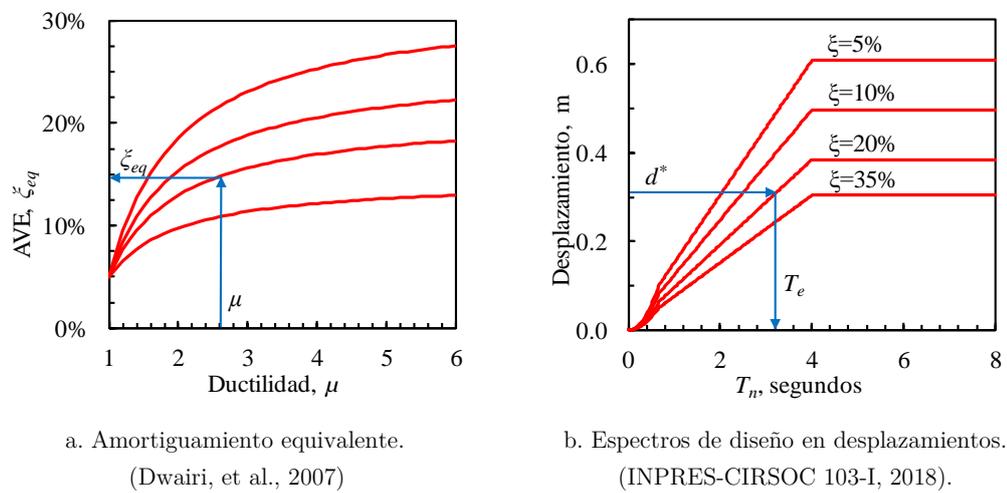


Figura 2.4. Gráficos característicos del DDBD

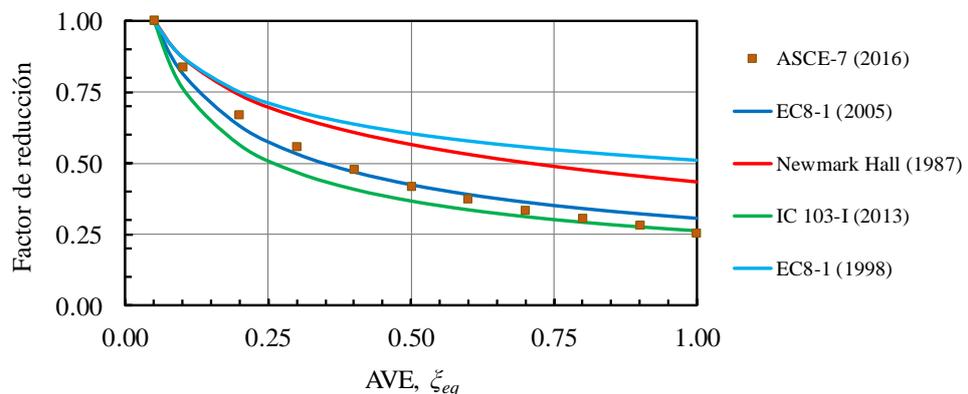


Figura 2.5. Factores de amortiguamiento según distintos autores y normativas internacionales.

En el espectro reducido por el amortiguamiento se ingresa con el desplazamiento objetivo y se determina el período efectivo,  $T_e$ , de la estructura equivalente (Figura 2.4b) para luego determinar la rigidez efectiva del sistema equivalente,  $K_e$ , y por último el corte en la base de la estructura, expresiones (2.4) y (2.5), donde  $d^*$  es el desplazamiento máximo del sistema y las demás variables han sido definidas anteriormente. El cortante de la estructura es distribuido entre los elementos estructurales en función de la rigidez secante al máximo desplazamiento.

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_{eq}}{T_e^2} \quad (2.4)$$

$$V_e = K_e d^* \quad (2.5)$$

Por lo tanto, se puede resumir el procedimiento propuesto para el DDBD en los siguientes pasos (Priestley, et al., 2007):

1. Establecer un desplazamiento objetivo,  $d^*$ . Basado en un criterio de desempeño, definido y tratado en el punto 2.2.3 de este capítulo.
2. Determinar el amortiguamiento viscoso equivalente,  $\xi_{eq}$ , en función de la ductilidad de desplazamiento, obtenida como el cociente entre el desplazamiento del punto 1 y el desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta (Figura 2.4.a). El gráfico presenta diferentes curvas, cada una asociada a un ciclo de histéresis característico. Sobre este tema se profundiza en el capítulo 3.
3. Determinar del periodo de la estructura equivalente,  $T_e$ . Con el desplazamiento del punto 1 se ingresa en el espectro de diseño de desplazamiento reducido por el amortiguamiento determinado en el punto 2, Figura 2.4.b.
4. Determinar la rigidez efectiva,  $K_e$ , y el cortante en la base,  $V_e$ . Utilizando el periodo, la rigidez y la masa efectiva, aplicando expresión (2.4) y (2.5).
5. Diseñar la estructura. Aplicar el diseño por capacidad para garantizar la formación del mecanismo de plastificación adoptado (Paulay & Priestley, 1990).

#### **2.2.2.4 Problemas del diseño directo basado en desplazamientos**

Si bien el DDBD satisface las inconsistencias que presenta el FBD, punto 2.2.2.2, se debe tener en cuenta ciertos factores fundamentales en su utilización.

El DDBD resulta de aplicación sencilla para SUGL, caso típico de puentes, y SVGL que son regulares en planta y elevación. Sin embargo, para estructuras irregulares su formulación resulta compleja (Priestley, et al., 2007).

Los reglamentos actuales tienen espectros de demanda sísmicos elásticos con 5% de amortiguamiento. No se cuenta actualmente en la literatura con expresiones que permitan reducir los espectros elásticos por altos amortiguamientos suficientemente validadas (Bommer & Mendis, 2005; Priestley, et al., 2007).

Con el AVE sucede que si bien en la formulación original se propusieron expresiones (Blandon & Priestley, 2005; Dwairi, et al., 2007), en el último tiempo varios autores han abierto la discusión, y no hay expresiones consensuadas para utilizar en el DDBD. Se invita al lector a profundizar sobre este tema en el capítulo 3 de esta tesis.

#### **2.2.3 Diseño basado en desempeño**

El diseño basado en desempeño, *performance based design*, (PBD), se basa en el correcto control de daños de la edificación en su vida útil, referido a sus componentes estructurales y no estructurales (Bertero, 2002). Esta metodología de diseño, además de evitar el colapso total o parcial, tal como es el criterio típico de la mayoría de las normas, considera criterios de funcionalidad conforme a las actividades que se desarrollan en la edificación. Esto implica fijar objetivos específicos de desempeño para optimizar costos de construcción, pero también a las necesidades propias del cliente (Aschheim, et al., 2019).

La ingeniería sísmica basada en desempeño comienza con la concepción de un proyecto y dura toda la vida del edificio, es decir, comienza con la selección de los objetivos de desempeño y con la identificación del peligro sísmico, continúa con el diseño conceptual, preliminar y final, revisa la aceptabilidad durante el diseño y finalmente, concluye con el control de calidad durante la construcción y con el mantenimiento durante toda la vida útil del edificio (Gibson, 1982).

A continuación, se realiza una reseña histórica sobre el PBD y luego se abordan los criterios principales de dos documentos de referencia de esta metodología de diseño.

### **2.2.3.1 Reseña histórica**

El diseño basado en desempeño tuvo sus orígenes en el documento VISION 2000 publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995) donde se incluyó la determinación del peligro sísmico, los objetivos de diseño de la estructura, y los niveles de comportamiento esperado.

En el año 1990 se generó la propuesta 122, con el objetivo de autorizar a la Comisión de Seguridad Sísmica de California a disponer de recursos para llevar a cabo una serie de actividades. Estas, aprovecharían la experiencia de adaptación sísmica del sector privado, con el objetivo de mejorar las metodologías de adecuación sísmica en edificios gubernamentales. El proyecto se enfocó en edificaciones vulnerables de hormigón armado con tipologías estructurales similares. En 1996, el Consejo de Tecnología Aplicado (ATC) adquirió el contrato para desarrollar una metodología y comentario para la evaluación y adecuación sísmica de edificios existentes de hormigón armado. El resultado es el documento ATC-40 (1996).

En 1984, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) comenzó un programa para abordar el riesgo sísmico en construcciones existentes. El plan consistió en el desarrollo de una metodología estándar para identificar construcciones en peligro de manera superficial o profunda, un compendio de técnicas de rehabilitación sísmica, y las implicancias sociales debida a la rehabilitación. En 1997 se publicaron los documentos FEMA 273 (1997) para la rehabilitación de estructuras y FEMA 274 (1997) con comentarios sobre el anterior documento.

En noviembre del año 2000 se publicó el FEMA 356 (2000), en reemplazo de los documentos FEMA 273 (1997) y FEMA 274 (1997), para la rehabilitación sísmica de edificaciones, basada en una metodología de diseño por desempeño, la cual difiere de los procedimientos de diseño sísmico utilizados para edificios nuevos, especificados en reglamentos y normativas vigentes. La incorporación del FEMA 356 (2000) contribuyó a organizar y difundir entre la sociedad profesional todos los procedimientos,

especificaciones y recomendaciones descritas en el FEMA 273 (1997), teniendo presente las prácticas de diseño y construcción de los Estados Unidos.

FEMA 356 (2000) y el ATC-40 (1996) se enfocaron en la aplicación del diseño por desempeño sísmico de estructuras, basado en un análisis no lineal, pero con procedimientos diferentes. El FEMA 356 (2000) aplicó el Método de los Coeficientes, y el ATC-40 (1996) el Método del Espectro de Capacidad. En ambos métodos el objetivo es obtener un punto de desempeño de la edificación para una determinar demanda sísmica, sin embargo, luego de que muchos profesionales utilizaran ambos métodos, se recibieron reportes de que arrojaban estimaciones distintas de la demanda de desplazamiento. Por tal motivo, el ATC propone a FEMA a finales del año 2000, la realización de un estudio detallado que investigara las razones por las cuales surgían dichas diferencias, entonces surgió el documento FEMA 440 (2005) con modificaciones y mejoras de ambos métodos, para obtener resultados similares.

El ASCE presentó un reglamento para el refuerzo y rehabilitación de estructuras (ASCE-31, 2003). Incluyó un procedimiento de tres etapas para la evaluación sísmica de edificios existentes, con relación a los niveles de desempeño establecidos en las normas anteriores. Se esperaba que los profesionales en el área conocieran y aplicaran la metodología para determinar si un edificio estaba diseñado y construido adecuadamente para resistir fuerzas sísmicas. Este reglamento sustituyó al documento FEMA 310 (1998), y se escribió para reflejar los avances en tecnología hasta la fecha, incorporar la experiencia de los profesionales del área, incorporar lecciones aprendidas durante los terremotos del momento, ser compatible con el FEMA 356 (2000), y proporcionar técnicas de evaluación adecuadas.

En 2007 el ASCE publicó el ASCE/SEI 41 (2006), un documento con metodología de avanzada para la época en rehabilitación sísmica basada en el desempeño de estructuras, desarrollado a partir de FEMA 356 (2000), con las recomendaciones del FEMA 440 (2005), se incluyeron comentarios respecto de la interacción suelo-estructura, criterios de aceptación para pórticos resistentes a momento de acero, criterios ampliados para pórticos arriostrados concéntricos y previsiones actualizadas para elementos no estructurales. Este documento presentó, además, un estado del arte del conocimiento en

ingeniería sísmica, ofreciendo una herramienta al ingeniero estructural, con la finalidad de mejorar el desempeño de estructura para sismos futuros.

En 2014 se publicó el ASCE/SEI 41 (2013) generado a partir de dos normas anteriores (ASCE-41, 2006; ASCE-31, 2003). Resultó un documento completo para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras existentes, aplicando el método de los coeficientes desarrollado en el ATC-40 (1996) y mejorado en FEMA 440 (2005). Planteó un proceso de tres etapas para la evaluación sísmica de acuerdo a un rango de niveles de desempeño, desde operacional hasta la prevención del colapso que integra el comportamiento de elementos estructuras y no estructurales. Se definieron procedimientos de análisis y criterios de aceptación para componentes de acero, hormigón, mampostería, madera y acero conformado en frío. Además, se incluyeron sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía.

En 2018 se publicó el ASCE/SEI 41 (2017), una actualización de la anterior versión. Presenta varios cambios, la mayoría asociados a la actualización de la norma ASCE/SEI 7 (ASCE-7, 2016). También, en 2018 el FEMA publicó un documento para evaluar construcciones desde lo probabilístico. Permite una evaluación completa y para el modelo estructural se requiere incorporar al modelo, además de la estructura, los elementos no estructurales y las instalaciones. Este documento con carácter de recomendación es el aporte más novedoso que se tiene en ingeniería estructural (FEMA P-58, 2018).

#### **2.2.3.2 Lineamientos del documento VISION 2000**

El nivel de desempeño representa un estado límite de daño discreto. Es decir, una condición tolerable definida en función de tres aspectos fundamentales. i) Los posibles daños físicos sobre la estructura propiamente dicha y los componentes no estructurales; ii) la amenaza sobre la seguridad de sus ocupantes, inducida por estos daños y iii) la funcionalidad de la construcción posterior al terremoto. Esto fue definido por primera vez en el documento VISION 2000 (SEAOC, 1995), mostrado en la Tabla 2.2.

Además, en dicho documento, se establecieron cuatro niveles de excitación sísmica de acuerdo con la probabilidad de excedencia del evento. En la Tabla 2.3 se presenta la relación entre los eventos y la probabilidad de ocurrencia anual. En la columna 4 se

indica la relación de cada evento con el EQ-III, terremoto de diseño del reglamento estadounidense (ASCE-7, 2016).  $S_{DS}$  es el terremoto de diseño y  $M_{CER}$  el terremoto máximo considerado en la normativa americana, y equivale al TD (terremoto de diseño) y TMC (terremoto máximo considerado) de la normativa local respectivamente.

Tabla 2.2. Niveles de desempeño, *VISION 2000*.

Nivel	Definición	Distorsión máxima	Comportamiento
1	Totalmente Operacional	0.20%	La edificación permanece en operación y el daño es despreciable.
2	Operacional	0.50%	Continúa en funcionamiento el edificio con daños menores y pequeñas interrupciones en los servicios esenciales
3	Seguridad de Vida	1.50%	Se protege la seguridad de las personas, el daño es de moderado e intenso.
4	Cercano al Colapso	2.50%	La seguridad de las personas está en riesgo, el daño es grave, se evita el colapso estructural.

Tabla 2.3. Niveles de excitación sísmica, *VISION 2000*.

Nombre	Probabilidad	Recurrencia	Referencia
EQ-I	87% en 50 años	43 años	33% de EQ-III
EQ-II	50% en 50 años	72 años	50% de EQ-III
EQ-III	10% en 50 años	475 años	100% de EQ-III ( $S_{DS}$ )
EQ-IV	2% en 50 años	970 años	150% de EQ-III ( $M_{CER}$ )

La relación entre la demanda sísmica definida en la Tabla 2.2 y el nivel de desempeño esperado establecido en la Tabla 2.3 se presentan en la Figura 2.6. La línea indicada como *objetivos básicos* representa los niveles de desempeño para estructuras normales (residenciales y oficina). La línea del *objetivo esencial* y *objetivo de seguridad crítico* representan estructuras cuya importancia durante, y después del evento sísmico es de vital importancia. Estos niveles de desempeño son los utilizados generalmente, aunque el cliente con acuerdo del profesional los puede modificar siempre desplazándose hacia el cuadrante inferior izquierdo de la matriz. Por último, *la zona no admitida* representa un nivel de daño elevado para la alta probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico. Sin embargo, el documento VISION 2000 presentó una clasificación conceptual, y no se definieron niveles de desempeño para el *control de daño*, indicado en los reglamentos de

construcción actual. De igual forma, tampoco se definieron niveles de desplazamientos y distorsiones de piso, necesarios para establecer el desempeño de edificaciones.

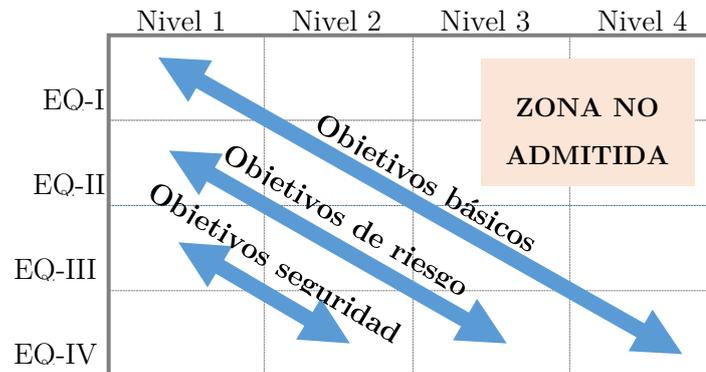


Figura 2.6. Matriz de desempeño sísmico. (SEAOC, 1995).

Por lo tanto, resultaba necesario relacionar los estados límites de la estructura con los estados límites seccionales, de hormigón armado, mampostería o metálicas para aplicar al diseño estructural. Esto fue abordado en los documentos indicados en 2.2.3.1. hasta la actual norma en vigencia en Estados Unidos (ASCE-41, 2017), que se trata en el punto siguiente.

### 2.2.3.3 Lineamientos del reglamento ASCE 41 (2017)

Actualmente está en vigencia la última versión de la norma americana sobre *Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes* (ASCE-41, 2017), la cual además ha sido adoptada por varios países latinoamericanos y ha servido de base para reglamentos de rehabilitación en el viejo continente. Esta normativa define cuatro objetivos de desempeño sísmico en función de elementos estructurales y no estructurales. En la Tabla 2.4 se presentan los seis niveles de desempeño estructural, designados con la letra *S*. También se mencionan los niveles de desempeño no estructural, designados con la letra *N*. En la última columna se indican cuatro objetivos de desempeño, designados por un número, referente del desempeño estructural, y una letra, referente del desempeño no

estructural. De esta forma es posible determinar un objetivo de desempeño en función del daño esperado en elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 2.4. Niveles y objetivos de desempeño (ASCE-41, 2017).

Niveles de desempeño estructural		Nivel de desempeño no estructural		Objetivo de desempeño	
S-1	Ocupación inmediata	N-A	Operacional	1-A	Operacional
		N-B	Mantienen posición	1-B	Ocupación Inmediata
S-2	Daño controlado				
S-3	Preservación de vida	N-C	Preservación de vida	3-C	Preservación de Vida
S-4	Seguridad Limitada				
S-5	Prevención del Colapso	N-D	No considerado	5-D	Prevención de Colapso
S-6	No considerado				

La demanda sísmica se define de acuerdo con el riesgo sísmico, en función de la peligrosidad y de la probabilidad de ocurrencia del evento. En la Tabla 2.5 se presentan los terremotos definidos y los períodos de recurrencia, estos están referenciados de acuerdo con la aceleración del plafón,  $S_{Ds}$ , y la aceleración para periodo de 1 segundo,  $S_{D1}$ . En la designación de sismos, BSE significa terremoto de seguridad básica (*basic safety earthquake*), la E o N se refiere a estructuras existentes o nuevas y 1 o 2 el nivel de sismo utilizado en el análisis.

Tabla 2.5. Tabla de probabilidades y niveles de riesgo sísmico (ASCE-41, 2017).

Probabilidad de excedencia	Design. Sismo	Media de retorno (años)	Nivel de Sismicidad	$S_{Ds}$	$S_{D1}$
50% / 30 años		43	Muy baja	< 0.167 g	< 0.067 g
50% / 50 años		72	Baja	≥ 0.167 g	≥ 0.067 g
20% / 50 años	BSE-1E	225		< 0.330 g	< 0.133 g
10% / 50 años	BSE-1N	475	Moderada	≥ 0.330 g	≥ 0.133 g
05% / 50 años	BSE-2E	975		< 0.500 g	< 0.200 g
02% / 50 años	BSE-2N	2475	Alta	≥ 0.500 g	≥ 0.200 g

El sismo definido como BSE-2E se corresponde con el TMC o  $M_{CER}$  el cual se define en función de la peligrosidad sísmica, dejando de lado la zonificación sísmica a favor de

isolíneas de ordenadas espectrales. Se consideran dos ordenadas espectrales, una de período corto, 0.2 segundos y otra de período largo, 1 segundo, ambas definen el TMC. El BSE-1N se corresponde con el TD o  $S_{DS}$  que está definido con una estimación conservadora, que corresponde a una cota inferior del margen de seguridad contra el colapso inherente en las estructuras diseñados con el reglamento. La definición de TD, TMC y la relación entre ambos se aborda en profundidad en el capítulo 5 de esta tesis. En la Tabla 2.6 se presentan los objetivos básicos de desempeño para estructuras existentes en función de la categoría de riesgo. Se definen dos niveles de desempeño que deberá tener la estructura, uno para cada probabilidad de ocurrencia.

Tabla 2.6. Objetivos de Desempeño para edificios existentes (ASCE-41, 2017).

Categoría de riesgo		Nivel 3	
		BSE-1E	BSE-2E
I y II	Residenciales y oficinas	3-C	5-D
III	Alta ocupación humana	2-B	4-D
IV	Edificios esenciales	1-B	3-D

Entonces, la evaluación estructural se realiza por cualquiera de los métodos de análisis definidos en el punto 2.2.1. El AENL ha sido el más utilizado, aunque recientemente el desarrollo de los procesadores ha permitido avanzar con los métodos de ADNL. Luego el reglamento establece los criterios de aceptación para cada tipología estructural y según el daño esperado.

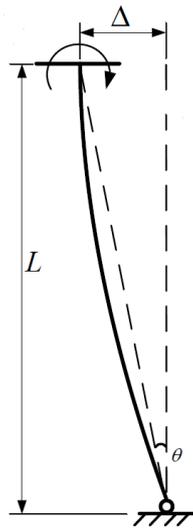
Así por ejemplo para pórticos de hormigón armado se establecen rotaciones plásticas máximas para cada nivel de daño aceptado. Esta rotación plástica depende de la cantidad del confinamiento, del esfuerzo de corte y de la carga axial, por lo tanto, varía instante a instante en un ADNL. Además, a la rotación plástica se debe adicionar la rotación elástica, que en el caso del hormigón debe contemplar la fisuración. Si bien los niveles de desempeño son evaluados con suficiente aproximación, para el caso de métodos de diseño simplificados resulta complejo la determinación de estos niveles.

Por ello, para el diseño es más practico continuar con los lineamientos del FEMA 356 (2000) basados en desplazamientos máximos del edificio, y los criterios del ASCE 41

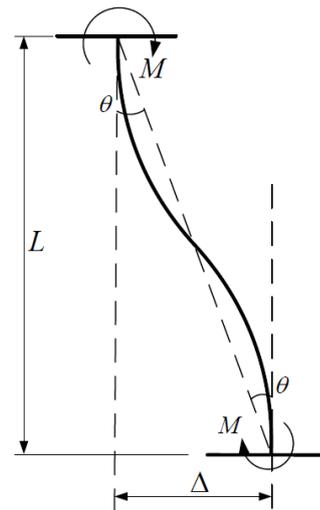
(2017) para verificar estos desempeños una vez que el diseño está concluido. En la Tabla 2.7 y Figura 2.7 se presenta una comparación entre las recomendaciones del FEMA para el diseño y del ASCE.

Tabla 2.7. Criterios de aceptación (FEMA-356, 2000; ASCE-41, 2017)

Estado de desempeño		FEMA 356 (2000)		ASCE 41 (2017)
		$\Delta / H$ transitorio	$\Delta / H$ Permanente	$\theta_P$
Ocupación inmediata	IO	0.01	No permitido	0.005
Seguridad de vida	LS	0.02	0.01	0.025
Prevención al colapso	CP	0.04	0.04	0.035



a. FEMA 356 (FEMA-356, 2000)



b. ASCE 41 (ASCE-41, 2017)

Figura 2.7. Definición de desplazamiento y distorsión (FEMA-356, 2000; ASCE-41, 2017).

De acuerdo a lo expresado anteriormente, para el desarrollo de esta tesis se recomiendan los criterios generales del FEMA 356(2000) para el diseño (capítulo 4) y, cuando se realizan las validaciones mediante ADNL aplicar los criterios de desempeño del ASCE 41 (2017), capítulos 6 y 7.

### 2.3 Sistemas de protección sísmica

En las últimas décadas se ha investigado y avanzado en el desarrollo de nuevas tecnologías, para lograr un mejor desempeño de las edificaciones sometidas a terremotos y mantener los costos de construcción en términos razonables. Entre estas tecnologías se tienen: (i) sistemas de disipación pasiva de energía, que consisten en dispositivos de distinta clase, que se incorporan a la estructura, y mediante un amortiguamiento suplementario permiten reducir desplazamientos y sollicitaciones, y/o (ii) sistemas de aislamiento sísmico, diseñados para limitar la transmisión de energía desde la fundación a la estructura principal (Chirstopoulos & Filiatrault, 2006).

Las estructuras sometidas a vibraciones disipan energía producto de esfuerzos internos, rozamientos, rotura, deformaciones plásticas, etc. Mientras mayor es la disipación de energía, menor es la amplitud de las vibraciones que se desarrollan, en la Figura 2.8 se presenta la respuesta de un SUGL sometido a vibraciones libres y vibraciones amortiguadas. Se observa la atenuación en la respuesta por el amortiguamiento en el sistema.

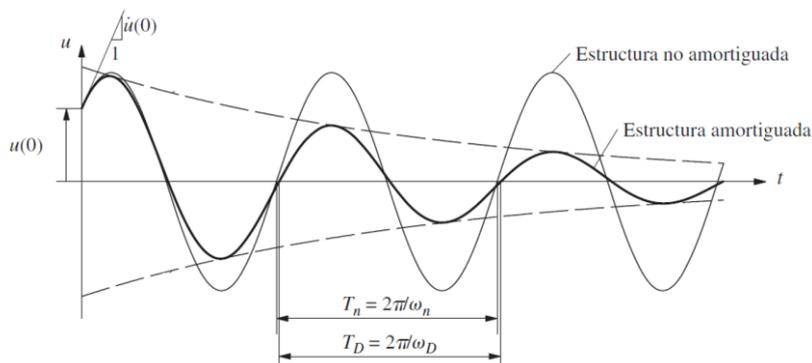


Figura 2.8: Efectos del amortiguamiento sobre la vibración libre (Chopra, 1995).

Los métodos que incrementan la capacidad de disipación de energía son muy efectivos para reducir la amplitud de la vibración. En fin, reducen y controlan la respuesta de la estructura, enfocándose principalmente en las excitaciones sísmicas.

Los sistemas de protección sísmica se clasifican según la forma en que el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, absorción y disipación (Soong & Dargush, 1997). En la Figura 2.9 se presenta una clasificación de los sistemas de protección sísmica propuestos en la literatura (Preumont & Seto, 2008).

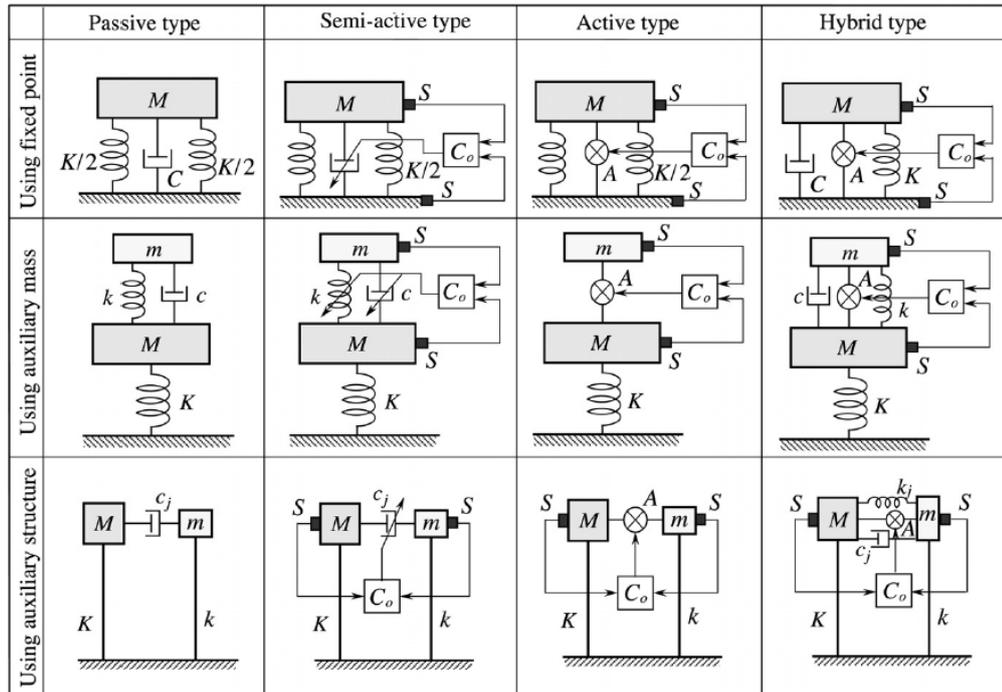


Figura 2.9: Clasificación de los sistemas de protección en edificios (Preumont & Seto, 2008).

Los sistemas denominados *pasivos* consisten en dispositivos de carácter reactivo cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentra. Son sistemas que intervienen alterando las propiedades dinámicas de la estructura, provocando una reducción de la respuesta estructural. Estos sistemas poseen una alta confiabilidad debido a que no requieren energía para su funcionamiento, y se presentan en tres formas distintas: (i) aislamiento de base, (ii) masa adicionada y (iii) disipadores de energía. Este tema se aborda en profundidad en el punto 2.3.1, por su importancia en el desarrollo de la tesis.

Los sistemas denominados *activos* ejercen fuerzas sobre la estructura, en función de las mediciones en la respuesta de la estructura principal y de las particularidades de las

cargas externas a través de un sistema de control, esta característica los hace más eficientes y versátiles. En este caso, el sistema está formado por un sistema de medición de la acción sísmica y de la respuesta de la estructura, y por un sistema de actuación, mecánico o hidráulico, comandado por algoritmos de control en una unidad central que recibe y procesa la información. Estos sistemas adecuan la frecuencia propia de vibración de acuerdo con la frecuencia de demanda del sismo, está es una de las principales ventajas respecto de los sistemas pasivos. Cabe mencionar que, para asegurar el funcionamiento de sistemas activos, es necesario una fuente de energía ininterrumpida, siendo esto una complicación en algunos casos. En los sistemas de control activo se presentan los sistemas de control por fuerzas y los sistemas de características de estructura variable. Una primera aplicación del sistema activo es en el edificio *Kyobashi Seiwa* de Tokio construido en 1989 (Weber, et al., 2006), donde la estructura de 11 niveles presentaba el primer modo de vibración transversal de 1.13 s y el segundo modo de torsión de 0.97 s. Se incorporó un sistema formado por dos osciladores de masa activa, uno controla el movimiento transversal, y el otro reduce los movimientos torsionales que pueden ser ocasionados por vientos o sismos (Figura 2.10).

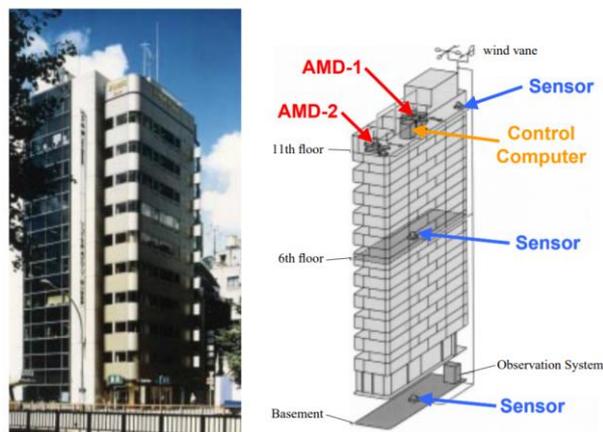


Figura 2.10: Edificio Kyobashi Seiwa de Tokio (Weber, et al., 2006)

Los sistemas *semi-activos* generalmente son sistemas pasivos que son modificados para ajustar alguna de las propiedades del sistema (viscosidad del fluido o fricción entre materiales). Estos sistemas requieren una fuente reducida de energía exterior y son más

pequeños que los sistemas activos. Se distinguen de los sistemas pasivos en que reciben información de la respuesta de la acción exterior, y de los sistemas activos en que no requieren un aporte importante de energía exterior. A principios de los '80 se propuso un sistema que permitía controlar, mediante la acción de una válvula, la fuerza de amortiguamiento entre un bloque rígido y el edificio (Hrovat, et al., 1983). Dentro de estos sistemas se encuentran los magnetoreológicos (AMRs) y los electroreológicos (AERs). En ambos casos se cuenta con un fluido interno que modifica las propiedades por medio de un campo magnético en los AMRs y un campo eléctrico en los AERs, si no hay energía funcionan como sistemas de control pasivo. También es importante destacar que, los AMRs son más utilizados en la protección de grandes estructuras civiles al permitir una respuesta más rápida (menos de 10 ms), una mayor resistencia a la fluencia (hasta 100 kPa) y requerir menor potencia de trabajo (12 V y 1 A) en comparación con los AERs de similares dimensiones (Spencer, et al., 1996). Estructuras que han sido equipadas con este sistema son los puentes Dongting en China, Eiland en Holanda y Dubrovnik en Croacia (Weber, et al., 2006).

Los sistemas *híbridos* representan una combinación de los sistemas anteriores descritos. Como se ha indicado en párrafos anteriores cada sistema de control tiene ciertas limitaciones que reducen la aplicabilidad para resolver todos los problemas dinámicos en una estructura. Por consiguiente, una alternativa es combinar distintos sistemas con el objetivos de mejorar el desempeño estructural. Es por ello que, en la década del '80 se propusieron los primeros sistemas híbridos, utilizando cables activos, deflectores aerodinámicos móviles y sistemas absorbedores de energía (Adbel-Rohman, 1987). Un sistema híbrido se encuentra instalado en el *Sendagaya INTES building* en Tokyo, cuyo sistema, ubicado en el piso 11, consta de dos masas, bloques sobre aisladores de goma, para controlar los movimientos transversales y torsionales, mientras que los actuadores hidráulicos proporcionan las capacidades de control activo. El edificio, mostrado en la Figura 2.11, fue sometido a un viento de velocidad máxima instantánea de 30.6 m/s, lográndose reducir los desplazamiento un 18% y 28% para la traslación y torsión respectivamente. (Soong, et al., 1994).



Figura 2.11. Edificio Sendagaya INTES, Japón

### 2.3.1 Sistemas pasivos de protección

En la sección anterior se realizó una descripción general de los sistemas pasivos de protección sísmica. En esta sección se profundiza en aspectos conceptuales de los sistemas pasivos de protección (aislamiento de base, amortiguadores de masa sintonizada y disipación de energía), dada la importancia que estos últimos tienen en el desarrollo de la tesis.

#### 2.3.1.1 Aislamiento de base

El aislamiento de base en estructuras civiles tiene como objetivo reducir el daño y controlar las vibraciones. Para lograr este control se añade una estructura nueva con una interfaz de baja rigidez relativa, que permite extender el periodo natural de vibración y ubicar a la estructura en la zona de menor demanda sísmica en términos de aceleraciones, pero aumenta la demanda en desplazamientos. Por esta razón los aisladores generalmente se combinan con algún sistema de disipación adicional. A diferencia de las estructuras de bases fijas, en este caso, las deformaciones se producen en el sistema de aislamiento y no en la estructura propiamente. Dicho sistema de aislación debe ser capaz de absorber las demandas de desplazamientos, rigidez y

resistencia impuestas por el terremoto. Estos sistemas pueden ser a base de elastómeros o friccionales, ambos descritos a continuación.

Los *aisladores elastoméricos* están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros, vulcanizadas, intercaladas con capas de acero (Figura 2.12a). Mediante esta configuración se alcanza la flexibilidad lateral para permitir el desplazamiento horizontal relativo necesario sin perder rigidez vertical en la estructura. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento. En el mercado hay diferentes tipos de aisladores elastoméricos, de goma natural (NRB, *natural rubber bearing*), de goma de bajo amortiguamiento, de goma de alto amortiguamiento y los aisladores de goma con núcleo de plomo.

Los *aisladores deslizantes friccionales* utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetrafluoroetileno, sobre la que soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal del edificio de manera independiente del suelo. Este sistema permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un terremoto. Si estos dispositivos son planos deben ir acompañados de un sistema restitutivo que regrese la estructura a su posición inicial luego de un sismo (Figura 2.12b). Si son curvos, la propia forma hace el trabajo de recentrado de la estructura (Figura 2.12c).



a. aisladores elastoméricos



b. Aislador deslizante plano



c. Aislador deslizante curvo

Figura 2.12. Aisladores sísmicos de la empresa chilena Nüyün\_tek (<http://www.nuyuntek.cl/>)

El concepto de que las fuerzas sísmicas transmitidas a los edificios pueden ser reducidas por medio de la acción de un mecanismo deslizante localizado en su base nació a fines del siglo XIX. John Milne construyó el primer edificio aislado, cuyo sistema de aislamiento estaba conformado por esferas de 6.35 mm de diámetro que se desplazaban entre planchas ligeramente cóncavas de hierro fundido. Este experimento resultó un éxito ya que se logró un comportamiento totalmente desacoplado para acciones de sismo y viento. Sin embargo, se considera como primer sistema de aislamiento sísmico completo el propuesto por Johannes Avetica Calantrieris, en 1909 (Naeim & Kelly, 1999). Este sistema consistió en una capa de talco entre la superestructura del edificio y su sistema de cimentación, permitiendo que el edificio aislado se deslice, lográndose la reducción de la aceleración, pero admitiendo grandes deslizamientos relativos. Se retomaron los estudios sobre el aislamiento en la década del 60 cuando ingenieros suizos construyeron una escuela en Macedonia, sobre aisladores puramente de caucho, y debido a la poca rigidez vertical de los aisladores se produjo un descenso del 25% en altura de los aisladores. A causa de este problema, se desarrollaron aisladores elastoméricos con placas de acero intermedias para aumentar la rigidez vertical, lográndose la primera incursión en el año 1982 en Japón (Skinner, et al., 1993). En la búsqueda de mejorar el dispositivo en 1975 el Dr. Robinson inventó el aislador elastomérico con núcleo de plomo para aumentar la capacidad de disipación de energía del sistema. Estados Unidos construyó el primer edificio con el sistema de aisladores de alto amortiguamiento en 1985.

Hasta 2013 habían más de 14000 construcciones aisladas en todo el mundo. Japón encabezaba la lista con 3000 edificios, 5000 viviendas y más de 1000 puentes. En el viejo continente, Italia contaba con más de 400 construcciones con sistemas de aislamiento sísmico. En América, Estados Unidos contaba con 250 construcciones aproximadamente (Martelli, et al., 2013).

En Sudamérica se hace referencia a Chile, que hasta el 2010, previo al 27F, contaba con 10 edificios equipados con sistema de aislamiento, y en 2016 se habían construido 19 hospitales, 37 proyectos residenciales, 32 inmuebles de oficinas, 13 construcciones industriales, 8 edificios educacionales y 3 templos religiosos, en total 117 edificios con sistemas de aislamiento sísmico (De la Llera, et al., 2017). “Irónicamente fue el 27F el

que dio el empuje final para que Chile se convirtiera en un país del primer mundo en términos de aislamiento sísmico”, sentenciaba De la Llera (De la Llera, et al., 2017).

La primera aplicación en nuestro país de este sistema fue en la residencia de estudiantes de la Facultad Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica Nacional en 2005 (Figura 2.13). Un edificio de tres niveles en hormigón armado y mampostería encadenada de 180 m<sup>2</sup> aproximadamente. Como sistema de aislamiento se utilizó resortes de acero combinado con amortiguadores viscosos. El sistema fue provisto por la firma Gerb® (<https://www.gerb.com/>) (Aguiar & Tornello, 2009; Tornello & Sarrasin, 2012).

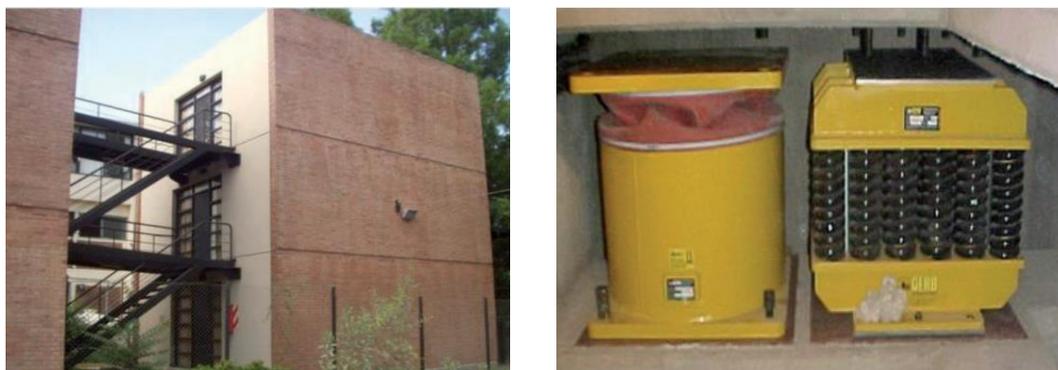


Figura 2.13: Residencia estudiantil universitaria. (UTN-FRM)

Transcurrieron 10 años para que en 2015 se construyera el Instituto de Histología y Embriología de Mendoza (Figura 2.14), un edificio de estructura mixta, hormigón y acero, de 5 niveles y 5500 m<sup>2</sup> con un sistema compuesto por 32 aisladores elastoméricos y 24 deslizadores friccionales dobles dispuestos en el subsuelo de la estructura (Guisasola & Reboledo, 2017).

Los dos casos mencionados conforman todo el activo nacional en protección sísmica de estructuras, sin dudas, una deuda pendiente de la sociedad en su conjunto que será puesta de manifiesto con la ocurrencia de algún evento sísmico destructivo.



Figura 2.14: Edificio IHEM Mendoza. . (Guisasola & Reboredo, 2017)

### 2.3.1.2 Amortiguadores de masa sintonizada

Estos sistemas constan de una masa adicional a la estructura, en ocasiones líquida, que se encuentra unida mediante un sistema que ofrece cierta rigidez y determinado amortiguamiento viscoso. La masa del dispositivo se determina de forma que la frecuencia natural de vibración se aproxime a la frecuencia natural de la estructura y de esta forma lograr la disipación de energía.

Frahm (1909) desarrolló un dispositivo que consiste en una masa y un resorte, y mediante la sintonización con la frecuencia de vibración de la estructura principal, permitía reducir los movimientos de balanceo y vibraciones en buques marinos. Ormondroyd y Den Hartog (1928) presentaron un estudio donde incorporan por primera vez un amortiguador viscoso al resorte y a la masa, originando que el dispositivo sea capaz de controlar la respuesta en sistemas sometidos a diversas acciones. Numerosos estudios se han realizado para estudiar la respuesta de estos sistemas frente a acciones sísmicas, aunque no siempre se han obtenido buenos resultados (Ormondroyd & Den Hartog, 1928; Warburton, 1982; Bekdas & Nigdeli, 2013; Matta, 2013). En nuestro país no se ha utilizado este sistema, sin embargo, se han realizado estudios para validar la respuesta frente a acciones sísmicas (Domizio, et al., 2013; Bay & Bassotti, 2014).

Existe una gran variedad de edificios que poseen AMS, uno de los emblemáticos es el Citicorp Center en Nueva York de 280 m de altura, (Figura 2.15). En la parte superior se colocó un AMS cuya masa consistía en un bloque de hormigón de 4000 kN. Mediciones actuales han demostrado que el amortiguamiento efectivo es del 4%, cuando el

amortiguamiento original era del 1%, además se han logrado reducir las aceleraciones un 50% prácticamente y el costo de instalación fue inferior al 1% del costo total del edificio.

Es importante destacar que la norma chilena (NCh 3411, 2017) no acepta los sistemas AMS debido a que no se asegura la atenuación de la respuesta ante la demanda sísmica. La norma americana (ASCE-7, 2016) no hace referencia a este sistema.



Figura 2.15: Citicorp Center en Nueva York.

### 2.3.1.3 Disipación de energía

Los sistemas de disipación pasiva de punto fijo (Figura 2.9) se clasifican en dos grandes grupos. Un grupo referido a dispositivos que dependen de la velocidad como disipadores de fluidos viscosos (DV), que disipan energía por el movimiento de un fluido a través de un orificio, y disipadores de sólidos viscoelásticos (VE), que disipan energía mediante deformación por corte de materiales viscoelásticos. Y en otro grupo se refiere a los dispositivos que dependen del desplazamiento entre sus extremos como disipadores histeréticos (DH), que disipan energía por el comportamiento plástico de elementos metálicos y friccionales (DF), que disipan por la fricción entre materiales. En la Figura 2.16 se muestra la curva histerética idealizada para cada uno de los principales sistemas de disipación. Se define como curva histerética a la gráfica fuerza desplazamiento en el tiempo, que desarrolla un disipador.

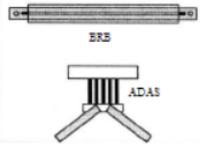
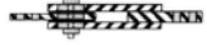
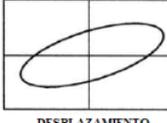
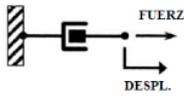
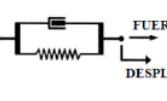
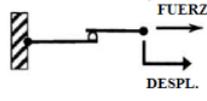
	Disipador Fluido Viscoso	Disipador Sólido Viscoelástico	Disipador Metálico o Histerético	Disipador Friccional
Diseño Básico				
Curva Histerética Idealizada				
Modelo Físico Idealizado			Modelo Idealizado No Disponible	

Figura 2.16 .Resumen de disipadores de control pasivo (Symans, et al., 2008).

Los sistemas de disipación de energía son abordados en la siguiente sección por la importancia que remiten en la tesis.

### 2.3.2 Disipadores de energía

En esta sección se tratan aspectos conceptuales de los disipadores de energía y revisión bibliográfica transversal de los distintos disipadores de energía disponibles en la literatura, (disipadores de fricción, viscosos, viscoelásticos e histeréticos).

#### 2.3.2.1 Disipadores de fricción

Los disipadores de fricción (DF) utilizan como mecanismo de disipación, la fricción seca que surge entre sólidos en contacto que deslizan relativamente (Figura 2.16). Este tipo de mecanismo es frecuente en la naturaleza y se utiliza ampliamente en ingeniería. Como ejemplo sencillo se puede citar el caso de los frenos de los automóviles para disipar la energía cinética (Martínez , 2014).

En la fricción seca, se realiza un trabajo negativo no conservativo por la fuerza tangencial requerida para deslizar la superficie de un sólido respecto de la superficie de otro sólido. Considerando que el objetivo es maximizar la energía disipada, no resulta necesario introducir una capa lubricante en la interfaz. Se trata de que las superficies de contacto se mantengan secas durante el funcionamiento de los dispositivos.

Los principios básicos de la fricción seca fueron estudiados mediante bloques inclinados por Coulomb, Amontons y Da Vinci quienes verificaron las siguientes hipótesis. La fuerza de fricción total que puede desarrollarse es independiente del tamaño de la superficie aparente de contacto, es proporcional a la fuerza normal actuando en la interfaz y, para bajas velocidades, es independiente de esa velocidad. Como resultado de estas hipótesis, en el instante de deslizamiento inminente o durante el deslizamiento se puede escribir la expresión (2.6), donde  $F$  y  $N$  representan las fuerzas de fricción y normal respectivamente, y  $\mu$  el coeficiente friccional.

$$F = \mu N \quad (2.6)$$

Si bien lo expuesto anteriormente resulta simple, debe considerarse que los procesos friccionales no resultan tan sencillos debido a los cambios de temperaturas del materiales y modificaciones de sus propiedades con la acción exterior. Durante el deslizamiento, ocurre un calentamiento localizado de los materiales en contacto por la disipación de energía que se genera a lo largo de la interfaz. En algunos casos los efectos térmicos alteran la respuesta friccional causando un ablandamiento del material o provocando una oxidación de las superficies. Sin embargo, para el caso de los disipadores de fricción, es poco probable que la respuesta del sistema sea sensible a las pequeñas variaciones de temperaturas que se producen (Soong & Dargush, 1997). B. Bushan (2001) y Neale (2000) realizaron importantes aportes sobre la fricción seca de materiales.

El estudio de los disipadores de fricción comenzó a principio de la década del 80. Pall y sus colaboradores (Pall, et al., 1980; Pall & Marsh, 1982) desarrollaron un sistema con uniones apernadas de deslizamiento limitado para el control de vibraciones en estructuras de acero. A este desarrollo se lo conoció como dispositivo de fricción Pall (Figura 2.17) y posteriormente fue mejorado por Filiatrault (1987).

Sumitomo Metal Industries Ltd. desarrolló un sistema de fricción que consistió en un resorte pre-comprimido, el cual ejercía una fuerza que se convertía, a través de una cuña interna y otra externa, en una fuerza normal en los patines de fricción (Aiken, & Kelly, 1990; Aiken, et al., 1993).



Figura 2.17. Dispositivo de fricción desarrollado por Pall. Marsh & Fazio (1980)

Nims *et al.* (1993) presentaron un dispositivo similar al de Sumitomo. FrizGerald *et al.* (1989), y Grigorian & Popov (1993) desarrollaron dispositivos con conexiones ranuradas apernadas para aplicar a pórticos arriostrados concéntricamente. Posteriormente, a comienzos del segundo milenio se presentó un dispositivo que disipaba energía mediante la fricción por rotación de patines de fricción contra una placa central y dos placas laterales (Mualla & Belev, 2002). En 2011 se presentó un dispositivo de fricción cilíndrico, el cual poseía un diámetro interno ligeramente inferior al del pistón, de manera de lograr la presión de contacto. Los resultados experimentales mostraron una gran capacidad de disipación, además de resultar estable bajo cargas cíclicas (Mirtaheiri, et al., 2011). Monir y Zeynali (2013) presentaron una modificación al disipador primitivo de Pall, ensayado y contrastado con modelación numérica. Valente (2013), desarrolló un dispositivo friccional para estructuras de hormigón premoldeado, este dispositivo se colocaba en las uniones viga-columna y recientemente se han presentado trabajos con dispositivos de fricción sobre materiales de aluminio (Latour, et al., 2018) y plomo (Yan, et al., 2018) para ser utilizado en diversas estructuras.

### 2.3.2.2 Disipadores viscosos y viscoelásticos

Los disipadores viscosos y los disipadores viscoelásticos se clasifican como mecanismos de amortiguamiento viscoso. Se desarrollan en base a diversos materiales que utilizan la resistencia viscosa operando en función de la velocidad, o viscoelásticos, aprovechando la deformación de corte de materiales como polímeros con altas capacidades de disipación de energía.

Estos mecanismos tienen como ventaja que pueden funcionar para niveles de vibración muy pequeños comparados con los mecanismos histeréticos (mencionados en el punto siguiente), además no cambian significativamente el período de la estructura permitiendo la linealización en la modelación computacional. Una de las principales desventajas del sistema es la limitación del amortiguamiento por unidad de volumen ocasionando dispositivos de gran tamaño, además las características dinámicas se afectan por variaciones en la temperatura y velocidad de vibración.

Los amortiguadores viscosos fueron utilizados por Estados Unidos en cañones militares hace más de un siglo, aunque no estuvieron disponibles para el uso público hasta la finalización de la Guerra Fría. Recién en 1990 *Taylor Devices* recibió el permiso para comercializar esta nueva tecnología al público. No obstante, resulta una tecnología relativamente nueva para construcción de edificios que se continúa estudiando y desarrollando (Zhou, et al., 2012).

Constantinou y Symans (1993) propusieron un método simplificado para determinar las características modales de estructuras con amortiguadores viscosos. Gluck *et al.* (1996) desarrollaron un método para determinar las características de los disipadores en edificios de varios niveles. Fu y Kasai (1998) compararon la respuesta de edificios equipados con disipadores viscosos y viscoelásticos, también propusieron una teoría simple para predecir y comparar el desempeño de dispositivos viscosos y viscoelásticos. Taylor (2001) desarrolló una tecnología de disipación de energía que incorporó aproximadamente entre 15-25% de amortiguamiento adicional a la estructura. Esta tecnología se aplicó en la construcción del Palacio de Justicia San Bernardino (California, USA), una construcción en dos torres, 11 niveles y 35.000 m<sup>2</sup> cada una en estructura metálica de alma llena dispuesta sobre aisladores. En la Figura 2.18 se muestra un disipador para controlar el desplazamiento de la estructura, este soporta una fuerza de 2000 kN y un desplazamiento máximo de 120 mm.

En Latinoamérica hay aplicaciones de disipadores viscosos, una de las últimas aplicaciones es la torre Patio Panorma en Lima, Perú (<https://patriopanorama.pe/>). Se utilizaron dispositivos, fabricados por la empresa chilena Nüyün\_tek, tienen una capacidad de 1275 kN y una constante de amortiguamiento de 1745 kN(s/m)<sup>0.3</sup>. Al igual

que ocurrió con los aisladores sísmicos, el terremoto del 27F hizo interesarse a los gobiernos de Chile y Perú en este caso, por los sistemas de protección sísmica.



Figura 2.18. Dispositivos viscoelásticos utilizados por la empresa *Taylor Device Inc.* (2019)

### 2.3.2.3 Disipadores histeréticos

Los disipadores histeréticos, (Figura 2.16) se basan en la plastificación de metales, y su capacidad de disipar energía depende principalmente del desplazamiento relativo entre los extremos del disipador. Estos dispositivos suponen un incremento interno del amortiguamiento estructural mediante la disipación de energía histerética, además proporcionan un incremento de la rigidez y la resistencia del sistema estructural.

Los disipadores histeréticos son los de mayor uso en estructuras civiles, esto se debe a su bajo costo, relativa sencillez de fabricación, de instalación y de mantenimiento. Por el contrario, presentan el inconveniente de la incertidumbre en la capacidad última de disipación de energía, ausencia de fuerza de recentrado, compleja caracterización del comportamiento no lineal y generación de altas frecuencias por las brusquedades observadas en los lazos de histéresis y energía disipada por ciclo (Constantinou & Symans, 1993).

En general los disipadores histeréticos presentan un comportamiento suficientemente satisfactorio y, si bien hay otros dispositivos con mejor desempeño, presentan costos elevados y sistemas de funcionamiento complejos. El acero es el material más utilizado, sin embargo, también se utilizan el plomo, plástico y cobre como alternativas.

Por lo mencionado anteriormente se puede indicar que estos sistemas representan una solución para los países en desarrollo, como Argentina, razón por la cual han sido seleccionados para el desarrollo de esta tesis.

Estos dispositivos comenzaron a utilizarse a principios de los años 70 en Japón (Yoshino & Karino, 1971) con el sistema de extensión y acortamiento de barras de sección constante conocido como BPR (barras de pandeo restringido) o BRB (*buckling restrained braces*). A principio de los años 90 se desarrollaron dispositivos que disipaban energía mediante la flexión constante en una barra de sección variable (Aiken, et al., 1993). Además, se desarrollaron para ese entonces, sistemas que trabajaban con distorsión angular, conocidos como *Shear Link* (Hanson, et al., 1993) y cómo *Steel Panel Shear Wall* (Youssef, et al., 2010). Benavent *et al.* (1998) estudiaron los disipadores que consistían en una chapa de acero separada por ranuras y sometida a fuerzas de cortante en su plano.

Dentro de los sistemas histeréticos más conocidos se encuentra el ADAS (*Added Damping and Stiffness*), el cual permite la plastificación uniforme de todas las secciones, y está compuesto placas de acero dispuestas en paralelo, sujetas por perfiles auxiliares en los extremos superior e inferior (Figura 2.19).

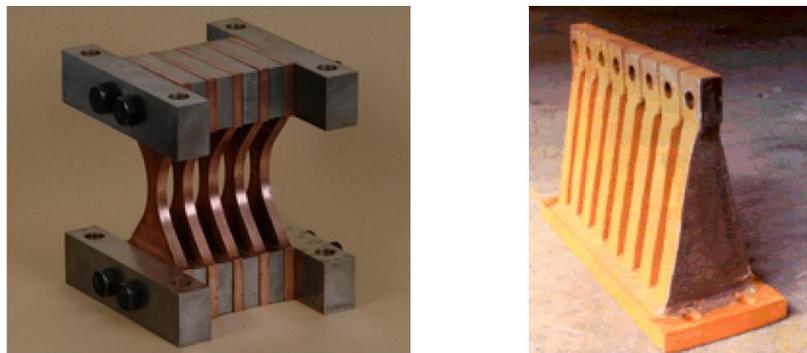


Figura 2.19. Dispositivo ADAS (izquierda) y TADAS (derecha).

Generalmente, la geometría de estas placas es en forma de equis con el objetivo de que las tensiones se distribuyan uniformemente en la sección variable del dispositivo, esto resulta en curvaturas mayores que las obtenidas con placas de sección constante (Aiken, et al., 1993).

Una variante del ADAS es el TADAS (*Triangular steel plate Added Damping and stiffness*) desarrollado Tsai *et al.* (1993). La ventaja de este dispositivo es que en un extremo está fijo por soldadura y en el otro extremo permite el movimiento libre en la dirección vertical. Esto permite que el efecto de cargas gravitatoria se pueda independizar completamente de los efectos de carga lateral, evitando el problema de pandeo.

El otro tipo de disipador histerético de difusión masiva es la barra de extensión y acortamiento de sección constante, también conocido como barra de pandeo restringido (BPR). Sobre este disipador se dedica una sección debido a la importancia que presenta en el desarrollo de la tesis.

### **2.3.3 Barras de pandeo restringido**

Las barras de pandeo restringido (BPR) o *buckling restrained braces* (BRB) consisten en una barra con núcleo de acero dúctil, alojado en una camisa metálica, y generalmente, se coloca un relleno de mortero y material antiadherente para permitir el deslizamiento relativo entre materiales, tal como se indica en la Figura 2.20a. El confinamiento que ejerce el mortero en la camisa permite la deformación en tracción y compresión sin pandeo, logrando un comportamiento similar en ambos sentidos, Figura 2.20b.

El concepto de las BPR fue desarrollado por primera vez en Japón. El sistema se diseñó inicialmente para que las placas de acero se intercalaran entre paneles de hormigón prefabricado, y este se encargaría de proveer una restricción lateral y evitar el pandeo del núcleo central (Yoshino & Karino, 1971; Wakabayashi, et al., 1973).

En la década del '80, la intención de evitar la falla por pandeo en elementos esbeltos condujo a un esfuerzo de colaboración entre el profesor Wada, del Instituto de Tecnología de Tokio, y la empresa Nippon Steel Construction (<https://www.nipponsteel.com/>), unión que condujo al modelo actual de BPR.

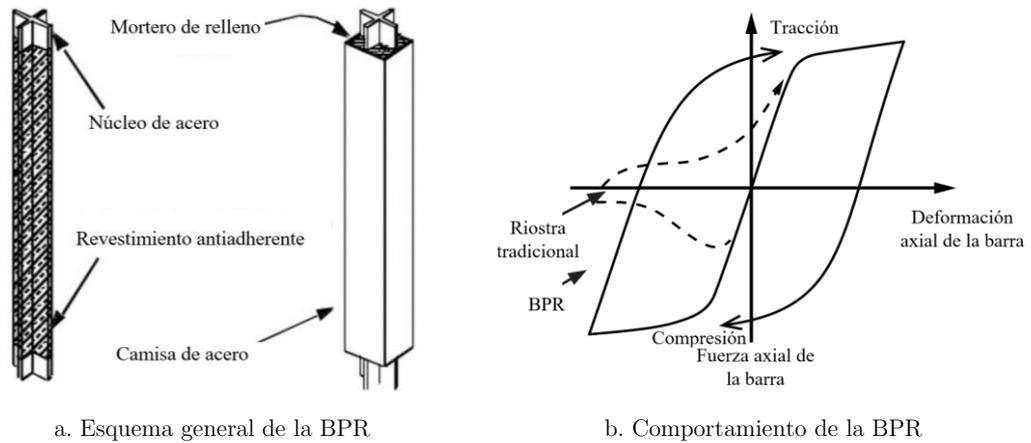


Figura 2.20. Esquema y comportamiento de una BPR.

En 1976 se realizaron las primeras pruebas de BPR, donde al núcleo se lo revistió con material antiadherente, para permitir el deslizamiento entre éste y el material confinante, arrojando muy buenos resultados en comparación con barras tradicionales (Kimura, et al., 1976). Tal fue el avance, que en el año 2000 el sistema de BPR se transformó en el sistema de protección sísmica más utilizado en el continente asiático (Xie, 2005).

Luego de la masiva utilización en oriente, en 1999, se llevó a cabo la primera prueba de BPR en la UC Berkeley con resultados satisfactorios, razón por la cual en el año 2000 se realizó la primera aplicación en Estados Unidos en UC Davis (Hussain, et al., 2006). En 2004, los ensayos a escala sobre un pórtico especial arriostrado concéntricamente (SCBF, *special concentrically bare frame*) demostraron un pobre comportamiento frente a grandes demandas de ductilidad. En contraste, los pórticos con BPR mostraron un comportamiento satisfactorio, esto también marcó un hito en la utilización de las BPR en Estados Unidos (Hussain, et al., 2006).

Luego también se desarrollaron en Europa, principalmente en Nueva Zelanda e Italia para el refuerzo y rehabilitación de estructuras (Mazzolani, et al., 2009; Della Corte, et al., 2009).

En América Latina su uso no es muy difundido al igual que las demás técnicas de disipación. En Chile, luego del terremoto de 2010, se ha aplicado para controlar desplazamientos en estructuras nuevas de acero (Medalla, et al., 2015; Peña, 2019). En

Ecuador, después del terremoto de 2016, se utilizó en algunas estructuras aporticadas para la rehabilitación estructural (Aguiar & Bravo, 2016). En Colombia y Perú también hay aplicaciones, pero sobre todo en estructuras metálicas nuevas (Cancelado, 2013). Cabe destacar que hay desarrolladores latinos que se han interesado por estas tecnológicas, tal es el caso de Nüyün\_tek (<http://www.nuyuntek.cl>) en Chile y efe-prima-ce (<https://www.efeprimace.co/>) en Colombia.

En nuestro país, pendiente de aplicación las técnicas de disipación de energía, se han realizado investigaciones sobre desarrollos, experimentales y numéricos, de BPR de bajo costo (Palazzo, et al., 2006; Palazzo, et al., 2009) y aplicaciones para el refuerzo de sobre todo en edificios educacionales (Martinez, et al., 2016; Bay, et al., 2019; Bay & Palazzo, 2020).



Figura 2.21. Preparación de BPR para ensayos en Girona, España (Palazzo, et al., 2009).

Respecto del desarrollo de las BPR, se han estudiado distintas alternativas de sección transversal con el objetivo de lograr un mejor desempeño y reducir los costos de fabricación. En la Figura 2.22 se presentan las secciones transversales estudiadas hasta el 2010 (Della Corte, et al., 2011).

También es importante mencionar que, un problema era la materialización del mortero de relleno y la colocación del material antiadherente, razón por la cual, a principios de siglo XXI se propusieron las *All-steel*, en cuyo caso el confinamiento se realiza con perfiles o tubos de acero (Iwata, et al., 2000; Fanhestock, et al., 2003). En 2009 se

realizaron ensayos siguiendo los protocolos de carga del AISC con resultados satisfactorios, además de la sencillez en la construcción de este sistema (Della Corte, et al., 2009). Luego, varios autores han seguido proponiendo alternativas para BPR tipo *All-steel* (Donbin, et al., 2016; Guo, et al., 2018).

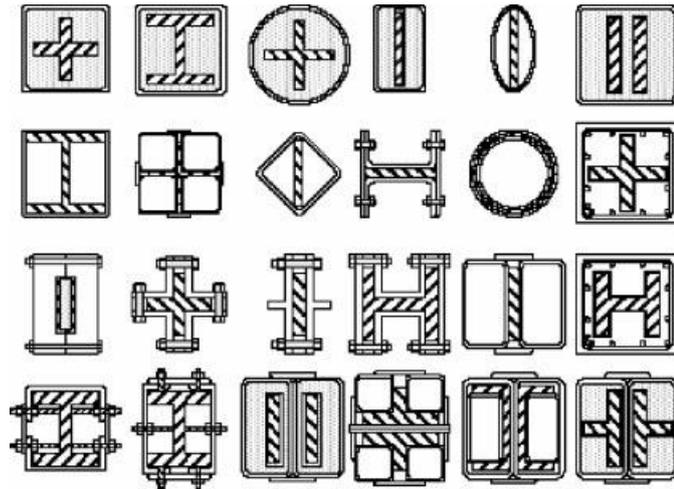


Figura 2.22. Tipos de BPR. (Della Corte, et al., 2011)

Otro tema abordado en la literatura es el tipo de conexiones entre las BPR y la estructura principal. A fines del siglo pasado se estudiaron diversos tipos de uniones (Aiken, & Kelly, 1990), luego se estableció que deberían ser articuladas para evitar esfuerzos de corte y flexión (Fanhestock, et al., 2003) y actualmente, se permiten tres tipos de uniones, apernada estándar, apernada modificada y articulada (Xie, 2005). También, junto con los ensayos experimentales se ha avanzado en estudios numéricos que representan los resultados (Lopez-Almansa, et al., 2012; Genna, 2019; Bashiri & Toufigh, 2020).

Se invita al lector, en caso de querer profundizar en materiales de relleno, materiales antiadherentes, demandas de ductilidad u otros tópicos, a remitirse a distintos trabajos de la literatura (Xie, 2005; Della Corte, et al., 2011).

También es importante destacar el aspecto normativo de este sistema de disipación. Las BPR forman parte de cualquier normativa que aborde sistemas de disipación, además, tal ha sido el avance y la confianza que han mostrado, que los reglamentos más

reconocidos las incorporan dentro del propio reglamento (EC 8-I, 2005; ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017). Además, hay recomendaciones y guías de diseño (NIST 917, 2015) que permiten al ingeniero estructural tener todo el material a disposición para su inclusión en proyectos.

En nuestro país, el reglamento para estructuras convencionales, basado en el ASCE no contempla el uso de BPR. Entonces, en caso de aprobarse el proyecto de reglamento para estructura que incorporan sistemas de disipación de energía, en comisión de redacción actualmente, tendrá los lineamientos normativos para la aplicación en nuestro país.

## **2.4 Metodologías de análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación**

Los sistemas histeréticos resultan una opción interesante para el refuerzo y la rehabilitación de estructuras, porque permiten modificar las dos variables principales, rigidez y resistencia. En contraposición con los sistemas viscosos, que solo pueden incorporar amortiguamiento.

Los métodos de diseño se desarrollan en paralelo con el avance de los dispositivos y aplicaciones de estos. Los primeros métodos consideraban la estructura elástica, eso fue un problema debido a la pérdida de rigidez de ésta cuando inicia la acción sísmica. Luego se comenzó a utilizar el análisis no lineal de la estructura (ATC-40, 1996; FEMA-273, 1997), y finalmente con el desarrollo del DDBD surgen los métodos basados en desplazamientos. Es decir, los métodos de diseño para estructuras que incorporan sistemas de disipación han acompañado la evolución de los métodos de diseño de estructuras convencionales tratados en el punto 2.2.2.

A continuación, se realiza una crítica de los métodos más reconocidos disponibles en la literatura para el refuerzo de estructuras existentes con sistemas de disipación histerética de energía. Luego se hace mención a aspectos reglamentarios de estos sistemas de disipación.

### 2.4.1 Revisión de la literatura

Los reglamentos actuales de diseño, de estructuras con sistema de disipación de energía histeréticos, no establecen criterios de diseño que permitan al profesional seleccionar las propiedades del sistema de disipación. Estos solo establecen criterios prescriptivos y de verificación, sin embargo, es necesario establecer mediante alguna forma simple las propiedades del sistema de disipación, con el objetivo de reducir el costo computacional en el ADNL.

Los métodos de diseño propuestos en la bibliografía siguen los lineamientos de diseño de las estructuras convencionales. Hay métodos de diseño basados en fuerzas y métodos basados en desplazamientos, estos últimos asociados a un diseño basado en desempeño.

A continuación, se realiza una revisión destacándose las ventajas y desventajas de cada uno, y la concluye en la necesidad de trabajar sobre un nuevo método de diseño.

A fines de los '80 se desarrolló el primer criterio de diseño para sistemas de disipación, basados en el AENL. La metodología utilizada minimizaba la diferencia entre la energía entregada por el terremoto y la energía disipada por el sistema de disipación, la estructura existente permanece en el rango elástico, siendo este el problema principal de este método. (Filiatrault & Cherry, 1988; 1990).

Luego, a principios de los '90 se propuso un método de diseño basado en minimizar un índice de daño estructural, consideraba de base la ductilidad acumulada. Este método fue el primero en considerar a la estructura como un sistema de un grado de libertad equivalente (SUGLE), (Ciampi, 1991; Ciampi, et al., 1995).

Los métodos indicados en los párrafos anteriores, estaban basados en fuerzas y consideraban la estructura elástica, esto tenía la desventaja de desaprovechar la capacidad de deformación inelástica que presentaba la estructura principal.

A comienzos del siglo XXI, con la masificación de los disipadores histeréticos en oriente, los primeros pasos en Estados Unidos y el comienzo del DDBD, surgen métodos de diseño que permitieran considerar el comportamiento inelástico de la estructura.

Lin *et al.* (2003) desarrollaron uno de los primeros trabajos en DDBD para estructuras nuevas y regulares equipadas con sistemas de disipación de energía. El método consistía

en transformar la estructura en un SUGLE (estructura sustituta) y el amortiguamiento equivalente se determinaba como la suma del amortiguamiento inherente,  $\zeta_v$ , el amortiguamiento del sistema tradicional  $\zeta_{so}$ , y el amortiguamiento del sistema de disipación  $\zeta_{sd}$ . Para la determinación de amortiguamiento utilizan la expresión de Jacobsen (1930) tratada en el capítulo 3, donde se demuestra que esta expresión sobreestima el amortiguamiento. Además, el amortiguamiento del sistema completo no puede ser obtenido como la suma de relaciones de amortiguamiento.

Kim y Choi (2003) también trabajaron en métodos basados en el DDBD y consideraron que el amortiguamiento necesario es provisto por el sistema de disipación, por lo tanto, la distribución de rigidez y resistencia mantiene la forma del primer modo de vibración y para la caracterización de la estructura existente utilizaron el espectro de capacidad. Una aplicación del método fue realizada en una estructura existente mediante una rehabilitación con BPR (Kim & Seo, 2004). En 2006 se aplicó en edificios de 10 y 20 pisos de pórticos de acero con disipadores viscosos y se llegó a resultados alentadores después de los análisis no lineales realizados en el tiempo; se utilizó como parámetro de comparación la distorsión de piso y el desplazamiento máximo (Kim & Choi, 2004).

Ponzo *et al.* (2009) determinaron las propiedades del sistema de disipación imponiendo la equivalencia entre la energía almacenada en un sistema elástico equivalente de un grado de libertad (estructura original) y en el sistema elastoplástico (sistema de disipación). Para contrastar los resultados se aplicó el método N2 (Fajfar, 2000), arrojando resultados alentadores en análisis no lineales en el tiempo. Sin embargo, la aplicación del método presentaba varias iteraciones, lo que conduce a complicaciones en la práctica profesional.

Los tres métodos presentados (Lin, et al., 2003; Kim & Choi, 2004; Ponzo, et al., 2009) fueron calibrados para el desplazamiento de desempeño, sin embargo, no se consideraron otras variables en el diseño como la distorsión de piso o la demanda de ductilidad del sistema de disipación. Además, fueron aplicados a estructuras nuevas y no presentaron la flexibilidad necesaria para aplicarlo a estructuras existentes.

Bergami y Nuti (2013) desarrollaron un procedimiento para estructuras existentes basado en el DDBD que utilizó el método del espectro de capacidad. Como objetivos de

diseño consideraron; (i) proteger la estructura contra daños en elementos estructurales y no estructurales y (ii) evitar esfuerzos de corte excesivos en la base. El diseño se aplicó a una estructura con BPR y se concluyó que resultaba compleja la aplicación a otras tipologías de sistemas de disipación. Los mismos autores desarrollaron en 2014 una variante basada en el AENL con dos patrones de carga, uno asociado al primer modo de vibración y otro asociado a varios modos denominado multimodal. La diferencia de utilizar ambos patrones de cargas resulta insignificante para edificios de menos de 30 niveles (Bergami & Nutti, 2014). Entonces, las interacciones y el correr al menos dos AENL resultan las desventajas más marcadas de estos métodos.

Mazza y Vulcano (2002; 2009) desarrollaron un método donde se fijó un desplazamiento de desempeño de la estructura a reforzar y las propiedades del sistema de disipación son determinadas por medio de iteraciones. Se aplicó el concepto de estructura sustituta (Fajfar, 2000) y por medio de relaciones sencillas se determinó las propiedades geométricas y mecánicas del disipador equivalente y de esa forma el corte basal y las restantes propiedades de la estructura sustituta. Luego la distribución de rigidez y resistencia de los disipadores en altura se realizó de acuerdo con la forma del primer modo de vibración. El amortiguamiento equivalente del sistema en paralelo se determinó como la suma de los amortiguamientos equivalente que aporta cada sistema (Mazza & Vulcano, 2008). Luego presentaron una actualización del método donde el AVE se determinaba proporcional a los cortantes en la base que aportaban el sistema de disipación y la estructura original. Esto originó la iteración en el método de diseño. (Mazza & Vulcano, 2015). Como crítica se indica que la expresión para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema completo (BPR + estructura original) no cumple con el principio de la dinámica clásica, de que dos amortiguadores en paralelo presentan una constante resultante de la suma de las constantes de cada uno de los amortiguadores (Clough & Penzien, 2010). Recientemente publicaron una aplicación del método incorporando fibras de carbono a las columnas para aumentar la capacidad de rotación (Mazza & Mazza, 2019).

Bargallo *et al.* (2017) presentaron un método de diseño basado en multi-desempeño para rehabilitación de estructuras de hormigón armado mediante la incorporación de BPR. Los autores, además optimizaron parámetros de rigidez y resistencia para el caso de

sismos de fuente cercana, sin embargo, la cantidad de parámetros intervinientes resultaron poco práctico para el diseño estructural.

Ferraioli y Lavino (2018) desarrollaron un método basado en desplazamientos para rehabilitación sísmica de estructuras de hormigón armado con dispositivos histeréticos. La estructura se transformaba en un SUGLE. Luego se desarrollaba un proceso iterativo para proporcionar la distribución óptima de los disipadores. El proceso es validado mediante AENL, luego ADNL y finalmente un caso de estudio aplicado.

En general los métodos revisados en los párrafos anteriores están basados en el DDBD, transforman los SVGL en SUGLE, y consideran el comportamiento en paralelo entre el sistema original y el sistema de disipación. Luego de la determinación de las propiedades del sistema de disipación, en algunos casos mediante procesos iterativos complejos, distribuyen las propiedades entre los dispositivos de acuerdo al primer modo de vibrar.

Dado que, la tendencia de las normas actuales es aceptar únicamente los métodos de ADNL para estructuras con sistema de disipación, resultan necesarios métodos simplificados que permitan estimar las propiedades de los disipadores y reducir el costo computacional del ADNL.

En los métodos simplificados resulta fundamental la estimación del desplazamiento último, en función del AVE cuando se aplica el DDBD, y los métodos presentados en los párrafos anteriores no consideran los últimos estudios y avances en la determinación del AVE. Además, la forma en que abordan el AVE del sistema en paralelo no presenta un sustento válido desde la dinámica elástica clásica.

Por lo indicado se dedica el capítulo 3 al estudio del AVE y a la propuesta de una expresión que permita determinar el AVE de sistemas en paralelo con sustentos en la dinámica clásica. Para luego sí, abordar la propuesta de un método de diseño simplificado que permita estimar propiedades para realizar los ADNL.

#### **2.4.2 Aspectos normativos en disipación de energía**

En 1992 se desarrolló el primer requerimiento de análisis y diseño para edificios con sistemas de disipación de energía en EEUU por la SEANOC (Asociación de ingenieros estructurales del norte de California). Mantenían de forma conservadora, para la

estructura con disipadores, los principales requisitos establecidos para edificios convencionales, el mismo corte basal y la deformación máxima entre pisos. Estos aspectos se asociaban al desconocimiento sobre el comportamiento de los sistemas de disipación (Whittaker, et al., 1993; Ramirez, et al., 2001). Se establecieron diferentes niveles de demanda sísmica para el diseño de la estructura y los sistemas de disipación, de modo tal que la estructura se mantuviera elástica durante el sismo de diseño concentrando la actividad inelástica en los dispositivos de disipación. Se verificaba la estabilidad del sistema para el sismo de diseño amplificado por 1.20. Se aceptaban métodos de análisis lineales y no lineales.

En 1994 se publicó el NEHRP *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings* (NEHRP, 1994). Por primera vez se permitió reducir el corte basal de diseño de la estructura cuando se utilizan sistemas de disipación de energía. Además, mantuvo el concepto de verificar el disipador con una intensidad sísmica mayor, y se recomendó la utilización de análisis no lineal en el tiempo, aunque se permitía el análisis lineal.

En 1997 se publicó el NEHRP *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA-274, 1997), conocido como FEMA 274. Se presentaron cuatro métodos de análisis para edificios con disipadores, AEL, ADL, AENL y ADNL. Por primera vez se presentaron los procedimientos de análisis orientados a la obtención de los desplazamientos y no al cálculo de las fuerzas como era tradicionalmente. Lo anterior, fue un cambio de paradigma para la ingeniería sísmica, originado en el contexto de la ingeniería basada en el desempeño.

En el año 2000, se publicó el NEHRP *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures* (NEHRP, 2000) donde se presentaron nuevos procedimientos lineales simplificados para la implementación de sistemas pasivos de disipación de energía, el método de la fuerza estática equivalente entre ellos. Estos documentos son actualizados en 2003 y 2009, aunque en cuanto a requerimiento de diseño para estructuras con disipación se mantuvieron inalterados.

En 2005, la ASCE (*American Society of Civil Engineers*) en conjunto con el SEI (*Structural Engineering Institute*) publicaron la norma ASCE/SEI 7 (ASCE-7, 2005)

donde se incluyó un capítulo para el diseño de estructuras nuevas con sistemas de disipación. Se mantuvieron inalterables los requerimientos respecto de los ya publicados en el año 2000 por el NEHRP. En la versión publicada en 2010 no se modifican los requerimientos de diseño (ASCE-7, 2010). En 2016 se realizó una actualización donde se vislumbran algunos cambios importantes, el principal resulta la tendencia a aceptar únicamente los métodos de ADNL (ASCE-7, 2016).

En Europa, en 2011 se publicó la norma para el diseño sísmico de estructuras, la EN 15129 (2011), luego cada país que se adhiere establece las particularidades. Nueva Zelanda publicó la norma NZS 3101 (2006)- Parte 1 que reglamentaba estructuras con sistemas mecánicos de disipación de energía.

Japón actualmente, desde 2003, tiene el *Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings* (JSSI, 2003).

En Chile, el INN (Instituto Nacional de Normalización), encargó a la ACHISINA (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica), la elaboración de un borrador de norma en disipación de energía. La comisión tomó de base la norma americana (ASCE-7, 2010) y luego de más de 20 versiones en borrador, el 27 de junio de 2017 se publicó la NCh 3411:2017 “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo”.

En nuestro país se está trabajando en la primera versión del reglamento sobre sistemas con aislamiento y disipación de energía. En el 2017 una subcomisión formada por profesionales de la Universidad Tecnológica Nacional Regional Mendoza y Regional San Rafael, Universidad Nacional de Cuyo y Universidad Nacional de Rosario, comenzaron a trabajar sobre la base de la norma americana y la norma chilena. A mediados del 2020 presentaron un borrador, siguiendo los lineamientos de la norma americana principalmente, al INPRES para su evaluación y puesta en Discusión Pública Nacional, paso previo a la publicación definitiva.

Con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico de estructuras existentes y ampliar fronteras de conocimiento en la temática, se presenta en esta tesis un método de diseño basado en desplazamientos para el refuerzo de estructuras con sistemas histeréticos de disipación pasiva de energía.

## 2.5 Conclusiones

En este capítulo se presentó el marco conceptual y la revisión bibliográfica relevante de: (i) métodos de análisis y diseño de estructuras convencionales; (ii) sistemas de protección sísmica y; (iii) métodos de análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación de energía.

En la primera parte se trató sobre el análisis y diseño de estructuras convencionales. Se abordaron los métodos de análisis lineales, estáticos y dinámicos, y métodos no lineales, estáticos y dinámicos. En el punto siguiente se trataron los métodos de diseño sísmico, comenzando por el método de las fuerzas, luego el método basado en desplazamientos y por último el método por desempeño. Sobre el método basado en desplazamientos se indicaron ventajas y desventajas, y por su importancia en este trabajo se mostró la necesidad de abordar con mayor profundidad el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente, tema que será tratado en el capítulo siguiente. Sobre los métodos basados en desempeño se abordaron los lineamientos de la actual norma estadounidense, también por su importancia en la tesis.

En la siguiente sección se abordó sobre los sistemas de protección sísmica, pasivos, activos, semiactivos e híbridos. En el punto siguiente se trató con mayor profundidad a los sistemas pasivos, aislamiento de base, amortiguadores de masa sintonizada y sistemas de disipación pasiva de energía. Luego se destinó una sección a las barras de pandeo restringido, disipadores histeréticos abordados en este trabajo.

En la última parte se presentaron los métodos de análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación pasiva de energía. Se realizó una revisión bibliográfica relevante de los principales métodos desde la década del 80 hasta la fecha. Se indicaron las falencias y ventajas que presenta cada uno, y la necesidad de abordar un método de diseño de sencilla implementación y bajo costo computacional.

En el capítulo siguiente se trata el amortiguamiento viscoso equivalente de estructuras.

## Capítulo 3

# Amortiguamiento viscoso equivalente

### 3.1 Introducción

Un dato básico para el método de diseño basado en desplazamiento es el amortiguamiento viscoso equivalente (AVE); y para este trabajo es necesario definir esta cantidad para estructuras con sistema de disipación. Esto ayudará a estimar el desplazamiento máximo de la estructura y desarrollar un método de diseño de bajo costo computacional abordado en el capítulo siguiente.

En la formulación original del diseño basado en desplazamientos (DDBD), se propusieron expresiones para determinar el AVE (Priestley, et al., 2007). Sin embargo, la comunidad científica ha realizado estudios para mejorar la estimación del AVE de acuerdo a distintos sistemas estructurales, y en función de distintas variables que no han sido incorporados al método de diseño. Es por ello, que se realiza una revisión de los principales trabajos de la literatura en AVE y se seleccionan expresiones para ser utilizadas en esta tesis.

Es importante destacar que la norma americana, ASCE 7 (2016), considera al AVE con una expresión de la década del 60 propuesta por Rosenblueth (Rosenblueth & Herrera

, 1964), siendo necesario reconsiderar expresiones actuales basadas en estudios recientes con ciclos de histéresis concordantes con las tipologías estructurales utilizadas.

Este capítulo se inicia con una revisión de la definición del amortiguamiento viscoso equivalente en la dinámica clásica para sistemas lineales, sección 3.2. Luego se realiza una crítica al amortiguamiento viscoso equivalente en el diseño por desplazamientos, sección 3.3.

En la sección 3.4 se realiza una revisión y crítica de los trabajos destacados encontrados en la literatura, se clasifican según el ciclo de histéresis y la tipología estructural. Esta sección es parte de una publicación reciente (Bay & Palazzo, 2019).

Luego en la sección 3.5 se mencionan los pocos trabajos sobre el amortiguamiento viscoso de sistemas en paralelo, y finalmente se presenta en la sección 3.6 una propuesta de amortiguamiento viscoso equivalente que toma en cuenta conceptos teóricos básicos de la dinámica, y que se empleará en el resto de la tesis.

## **3.2 Amortiguamiento viscoso lineal equivalente en la dinámica clásica**

En esta sección se realiza un breve repaso del amortiguamiento viscoso equivalente en la dinámica clásica, según textos reconocidos (Clough & Penzien, 2010; Chopra, 1995).

El concepto de amortiguamiento viscoso generalmente se utiliza para representar la energía disipada en una estructura en el rango elástico. Tal disipación se debe a mecanismos como la fisuración en el hormigón, la interacción con elementos no estructurales, la interacción suelo-estructura, etc. En la práctica resulta difícil estimar cada uno de estos mecanismos en forma individual, entonces el amortiguamiento viscoso equivalente representa una combinación de los mecanismos de disipación antes mencionados. Si bien no hay una relación directa entre el amortiguamiento viscoso y los fenómenos físicos descriptos, resulta una forma simple y sencilla para representar matemáticamente dichos fenómenos. Así, el modelo físico para el sistema de un grado de libertad (SUGL) es representado en la Figura 3.1 (Clough & Penzien, 2010; Chopra, 1995).

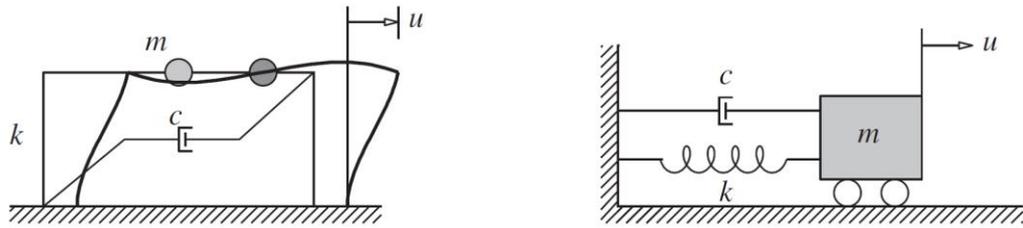


Figura 3.1. Representación de un sistema de un grado de libertad (Chopra, 1995).

Para el amortiguamiento viscoso lineal, se parte de un concepto fundamental de la dinámica estructural, la respuesta de un SUGL no amortiguado y en vibraciones libres, el cual se representa mediante la ecuación diferencial (3.1) con el tiempo,  $t$ , como variable dependiente.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (3.1)$$

Donde  $m$  es la masa,  $k$  es la rigidez y  $u$  el desplazamiento del sistema de un grado de libertad. La solución de esta expresión en términos de desplazamientos, para determinadas condiciones iniciales, representa la respuesta del sistema, donde la amplitud máxima permanece constante en el tiempo, tal como muestra la línea negra fina de la Figura 3.2.

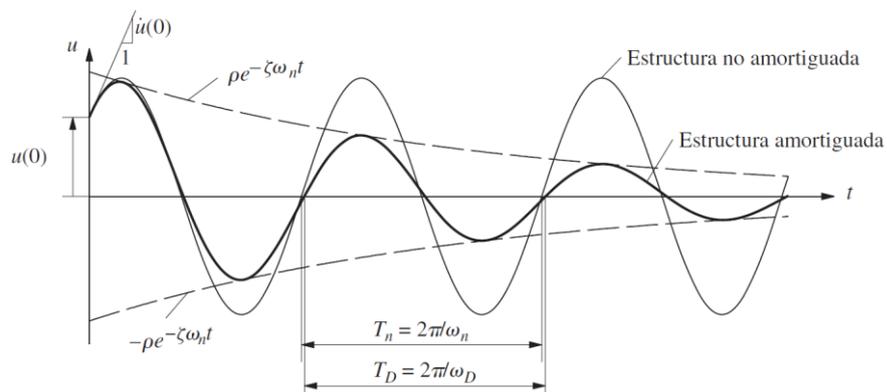


Figura 3.2. Historia de la respuesta de sistemas con y sin amortiguamiento (Chopra, 1995).

Sin embargo, para representar el sistema real es necesario considerar que el desplazamiento disminuye en el tiempo, entonces se incorpora en la expresión (3.1) una constante de amortiguamiento, resultando la expresión (3.2), cuyo modelo físico se presenta en la Figura 3.1.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (3.2)$$

Donde  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento viscoso debido a su proporcionalidad con la velocidad. Dividiendo la expresión (3.2) por  $m$  y haciendo  $\varpi_n^2 = k/m$  y  $\zeta_v = c/(2m\varpi_n)$  resulta la expresión (3.3).

$$\ddot{u} + 2\zeta_v\varpi_n\dot{u} + \varpi_n^2u = 0 \quad (3.3)$$

Donde  $\varpi_n$  es la frecuencia natural de vibración del sistema y  $\zeta_v$  la relación de amortiguamiento viscoso lineal respecto del amortiguamiento crítico del sistema,  $c_c$ , ( $c_c = 2m\varpi_n$ ).

De la solución de la ecuación diferencial (3.3) resultan tres tipos de respuesta, dependiendo del valor del amortiguamiento. En el caso de estructuras civiles, con amortiguamiento inferior al 10%, la respuesta será sub-amortiguada. Y la respuesta en el tiempo se representa por la línea gruesa negra de la Figura 3.2, donde se observa cómo después de una cierta cantidad de ciclos, el movimiento originado por condiciones iniciales, desaparece y la estructura regresa a la posición de equilibrio.

Esta forma de considerar los mecanismos de disipación en la estructura no tiene una razón física, pero calibrando adecuadamente  $\zeta_v$  es posible representar adecuadamente el fenómeno y resolver la ecuación de una forma sencilla.

Para sistemas de varios grados de libertad el planteo es similar solo que en forma matricial. El amortiguamiento viscoso equivalente se incluye con una matriz de amortiguamiento clásico. Está constituye una idealización apropiada si los mecanismos de amortiguamiento que se distribuyen en toda la estructura son similares, tal como sucede en estructuras civiles. Hay dos métodos para desarrollar esta matriz clásica: (i)

amortiguamiento de Rayleigh, se trabaja con dos modos de vibrar, y (ii) amortiguamiento de Caughey, que permite considerar más modos (Chopra, 1995).

### 3.3 Amortiguamiento viscoso equivalente en el diseño por desplazamientos

En la dinámica clásica el AVE representa todas las fuentes de absorción de energía en el rango elástico, razón por la cual el DDBD utiliza este concepto para representar la absorción de energía en el rango lineal y no lineal de la estructura.

En el diseño estructural es necesario estimar de la mejor forma posible y con el menor costo computacional el desplazamiento máximo, en el DDBD se divide en dos fases, por un lado, se transforma el sistema de varios grados de libertad (SVGL) en un sistema de un grado de libertad (SUGL) a través de la estructura sustituta (Shibata & Sozen, 1976) y por otro se convierte el sistema no lineal histerético en un sistema lineal con propiedades equivalentes (linealización equivalente). Para transformar la estructura en un sistema lineal equivalente se define un factor denominado amortiguamiento viscoso equivalente (AVE). Viscoso para afectar a la velocidad únicamente y equivalente para representar todo el comportamiento no lineal de la estructura mediante una constante en el tiempo. En algunos casos al AVE se lo denomina amortiguamiento efectivo, es el caso de la normativa americana (ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017).

#### 3.3.1 Amortiguamiento viscoso no lineal

La primera propuesta para modelar el comportamiento inelástico de un amortiguador viscoso con un parámetro proporcional a la velocidad fue realizada por Jacobsen (1930). Con el objetivo de simplificar la respuesta del sistema no lineal, representó la solución de un sistema dinámico con amortiguamiento viscoso no lineal mediante un sistema con amortiguamiento viscoso lineal equivalente.

Para comprender el desarrollo de Jacobsen se parte de un sistema que tiene un término de amortiguamiento no lineal  $\pm c_n \dot{u}^n$ , expresión (3.4), donde  $c_n$  y  $n$  representan la

constante y exponente de amortiguamiento no lineal.  $F$  y  $\omega$  representan la amplitud y frecuencia de la excitación.

$$m\ddot{u} \pm c_n \dot{u}^n + k u = F \sin \omega t \quad (3.4)$$

Para transformar el sistema no lineal en un sistema lineal resulta necesario que el termino de amortiguamiento sea de la forma  $c_1 \dot{x}$ , mostrado en la expresión (3.5). Ambos sistemas tienen la misma masa y rigidez, por consiguiente, las mismas propiedades dinámicas.

$$m\ddot{u} \pm c_1 \dot{u} + k u = F \sin \omega t \quad (3.5)$$

El factor de amortiguamiento,  $c_1$ , se halla igualando el trabajo realizado por ambos sistemas y se propone una solución en desplazamientos de la forma  $u = U \sin(\omega t - \varnothing)$ . Donde  $U$  es la amplitud máxima y  $\varnothing$  el ángulo de fase. De esta forma se obtiene la expresión (3.6) que representa el amortiguamiento viscoso equivalente.

$$c_1 \equiv c_n U^{n-1} \omega^{n-1} \frac{4\omega}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2\alpha}} \cos^{n+1} \omega t. dt \quad (3.6)$$

La respuesta resulta exacta solo para  $n = 1$ , es decir cuando la respuesta es armónica, para  $n \neq 1$ , solución es aproximada. Además, si la frecuencia del sistema equivalente es igual a la frecuencia de la excitación, se espera una respuesta armónica y la suposición senoidal continúa siendo válida.

### 3.3.2 Amortiguamiento viscoso equivalente para sistemas con comportamiento histerético

Años más tarde, varios autores (Rosenblueth & Herrera, 1964; Iwan & Gates, 1979; Gulkan & Sozen, 1974), aplicaron el concepto de Jacobsen para estructuras con comportamiento histerético, típico de estructuras civiles. Mediante la energía disipada,  $E_D$ , y energía elástica,  $E_E$ , y haciendo referencia a la Figura 3.3 el amortiguamiento

histerético equivalente,  $\zeta_h$ , se obtiene igualando la energía disipada por el amortiguador viscoso y la energía disipada por el sistema histerético, expresión (3.7).

$$\zeta_h = \frac{1}{4\pi} \frac{\omega_n}{\omega} \frac{E_D}{E_E} \quad (3.7)$$

Es importante destacar que, igualar la energía de disipación de tipo viscosa, fluido que pasa por orificio, con la energía de disipación por comportamiento histerético (p.e. plastificación de metales) presenta problemas teóricos, pero se obtienen buenas aproximaciones, razón por la cual es aceptada en la literatura.

Para este enfoque es necesario considerar que ambos sistemas están sometidos a cargas armónicas, tal como indica la expresión (3.5), esto asegura la respuesta cíclica del sistema, que en su solución presenta dos partes, sin embargo, a los fines del presente análisis solo se considera la solución estable,  $u = U \text{Sin} (\omega t - \theta)$ .

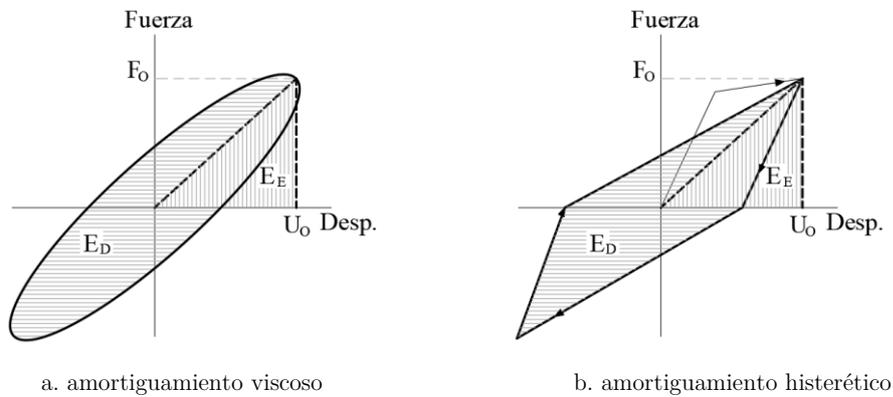


Figura 3.3. Energía elástica y energía disipada.

En la Figura 3.3a  $E_D$  es igual al área de un ciclo completo, la forma elíptica se obtiene del término de amortiguamiento viscoso en la expresión (3.5). El ciclo de histéresis mostrado en la Figura 3.3b representa el comportamiento no lineal del sistema, dependiendo de las características del sistema estructural, será la forma del ciclo que mejor se adapte.

La  $E_E$  se presenta en el primer cuadrante de la Figura 3.3 con líneas de trazos, se obtiene mediante la expresión (3.8).

$$E_E = \frac{k U_o^2}{2} \quad (3.8)$$

La  $E_D$  por el amortiguador viscoso se expresa como la integral de la fuerza del amortiguador viscoso,  $f_d$ , en cada instante de desplazamiento,  $du$ , expresión (3.9)

$$E_D = \int f_d du = \int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} (c\dot{u})\dot{u} dt \quad (3.9)$$

Considerando que el sistema se encuentra sometido a una carga armónica, resulta la expresión (3.10).

$$E_D = c \int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} [\omega u_o \cos(\omega t - \emptyset)]^2 dt = \pi c \omega u_o^2 \quad (3.10)$$

Por lo tanto, la  $E_D$  se obtiene a partir de la expresión (3.11) y, si las áreas de la Figura 3.3 se igualan y se sustituye (3.8) en (3.11) se obtiene la expresión (3.7), que permite determinar el amortiguamiento histerético equivalente para un sistema. En la expresión (3.11)  $k$  es la rigidez del sistema y las demás variables fueron definidas anteriormente.

$$E_D = 2\pi\xi \frac{\omega_n}{\omega} k U_o^2 \quad (3.11)$$

Finalmente, con la hipótesis de que la frecuencia de la excitación es igual a la frecuencia natural de vibración del sistema de un grado de libertad la expresión (3.5), resulta en la expresión (3.12), donde  $A_h$  representa el área del ciclo de histéresis y  $F_o$  y  $U_o$  son la fuerza y el desplazamiento máximo del sistema.

$$\xi_h = \frac{1}{4\pi} \frac{\omega_n}{\omega} \frac{E_D}{E_E} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_h}{F_o U_o} \quad (3.12)$$

Mediante la expresión (3.12) es posible estimar el amortiguamiento histerético real de una estructura mediante un factor de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE). También surge el concepto de linealización equivalente, para definir el proceso mediante el cual, un sistema no lineal, se transforma en sistema lineal equivalente.

De esta forma se definió por primera vez el amortiguamiento viscoso equivalente para sistemas histeréticos con comportamiento bilineal y sometidos a cargas armónicas. En las secciones siguientes se presentan estudios de la literatura donde se incorporan cargas sísmicas y distintos tipos de ciclos de histéresis.

### 3.3.3 Amortiguamiento viscoso equivalente

Entonces el DDBD utiliza el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) para representar la disipación de energía en el rango elástico y en el rango inelástico.

Varios autores (Gulkan & Sozen, 1974; Blandon & Priestley, 2005; Dwairi, et al., 2007) han considerado la expresión (3.13) para determinar el AVE del sistema,  $\xi_{eq}$ .

$$\xi_{eq} = \xi_v + \xi_h \quad (3.13)$$

Donde  $\xi_v$  representa el amortiguamiento inicial en el rango elástico del sistema, definido en el punto 3.3.1 y  $\xi_h$  representa el amortiguamiento histerético definido en la sección 3.3.2 y ampliado en la sección 3.4.

El valor de  $\xi_v$  se determina, en el caso de estructuras existentes, mediante ensayos de campo, midiendo el decaimiento de la amplitud de la respuesta ante vibraciones ambientales. Pero, en el caso de estructuras de hormigón, esta estimación se aleja de la realidad debido a que estructuras en el rango elástico, sometidas a cargas sísmicas, sufren grandes agrietamientos que son difíciles de reproducir con vibraciones ambientales.

Existe cierto grado de desacuerdo en la comunidad científica/ingenieril respecto del uso del amortiguamiento viscoso equivalente para representar fuentes de disipación de energía que no se encuentren incluidos explícitamente en el modelo. Algunos autores sugieren fuertemente evitar el uso del mismo (Wilson, 2001), mientras que otros

(Priestley & Grant, 2005) recomiendan su uso, pero a través del amortiguamiento proporcional a la rigidez tangencial solamente. Pero debe tenerse presente que para alcanzar amortiguamientos viscosos equivalentes del 2% al 3%, tal como especifican los reglamentos (ATC-72, 2009; ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017), deben utilizarse valores mucho menores de amortiguamiento proporcional a la rigidez tangencial (0.5% al 1%). También esta cantidad mínima de amortiguamiento viscoso le otorgará estabilidad de convergencia al modelo numérico.

El valor  $\xi_i$  ha sido objeto de investigación desde el primer trabajo realizado por Jacobsen (1960). A continuación, se presentan los principales avances en el desarrollo del AVE.

### **3.4 Revisión del amortiguamiento viscoso equivalente**

Un hito importante en la investigación del AVE es la publicación del libro *Diseño sísmico de estructuras basado en desplazamientos* (Priestley, et al., 2007). Por ello, en la siguiente sección se presentan los estudios más importantes del AVE antes del desarrollo del DDBD. Luego se presenta una sección con los trabajos incluidos en la publicación de Priestley (Blandon & Priestley, 2005; Dwairi, et al., 2007), para finalizar con los trabajos más recientes en el tema. Estos últimos, se han enfocado en validar las expresiones incluidas en el DDBD y en este trabajo se clasifican según la tipología estructural adoptada.

#### **3.4.1 AVE previo al desarrollo del DDBD**

En este apartado se inicia la discusión del AVE según los trabajos más destacados en la literatura hasta el desarrollo del DDBD. En la parte final se grafican las expresiones para arribar a una conclusión sobre las mismas.

En 1930 Jacobsen propuso el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para un sistema viscoso no lineal. El mismo autor años más tarde (Jacobsen, 1960) resaltó los problemas que surgen en el intento de encontrar un método de linealización equivalente para resolver la respuesta de los sistemas SUGL. Para los sistemas elasto plásticos perfectos, el aumento del periodo con la amplitud en el rango posterior a la fluencia causa problemas no manifiestos cuando se utiliza un sistema lineal equivalente. Si se

considera el cambio de periodo con el desplazamiento, el sistema lineal equivalente tendrá periodo, rigidez y amortiguamiento variable. Este último variará para tener en cuenta la disipación de energía del oscilador bilineal. Además, también debería cambiar el amortiguamiento crítico por el cambio en la rigidez.

Rosenblueth y Herrera (1964), presentaron una expresión general que describe los modelos lineales equivalentes para determinar la respuesta de sistemas bilineales, elastoplásticos, de un grado de libertad. Por primera vez definieron el amortiguamiento efectivo al desplazamiento máximo de la respuesta. Donde al igualar la energía disipada por un ciclo del sistema lineal equivalente, con la energía disipada por un ciclo del oscilador real, y considerando una rigidez efectiva o secante al desplazamiento máximo, es posible determinar el amortiguamiento viscoso equivalente con la expresión (3.14), donde  $u_m$  es el desplazamiento máximo y  $u_y$  el desplazamiento al inicio de la fluencia.

$$\xi_h = \frac{2}{\pi} \left( 1 - \frac{u_m}{u_y} \right) \quad (3.14)$$

Planteando una formulación más general, considerando la relación de ductilidad,  $\mu$ , como la relación entre  $u_m$  y  $u_y$ , y agregando una relación de amortiguamiento,  $\xi_v$ , para considerar el amortiguamiento elástico, se obtiene la expresión (3.15).

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{2}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (3.15)$$

Para la linealización equivalente, además del amortiguamiento equivalente es necesario definir el periodo equivalente,  $T_e$ , en función del periodo inicial,  $T_i$ , y  $\mu$ , se obtiene la expresión (3.19).

$$T_{eq} = T_i \sqrt{\mu} \quad (3.16)$$

La normativa estadounidense incorpora el AVE para sistemas de disipación con los conceptos de las expresiones (3.15) y (3.16). Es decir, consideran al sistema de disipación

como un sistema elastoplástico. En el año 2002 se realizaron estudios e incorporaron un factor  $q_H$  llamado factor de calidad de ciclo de histéresis (Filiatrault, 2002). En forma teórica, este factor representa el área del ciclo de histéresis (considerando un gráfico fuerza desplazamiento) dividido el área de la representación elastoplástica. Si bien el área del actual ciclo se desconoce, puede estimarse en función de las características del sistema estructural (un sistema metálico de pórticos tendrá  $q_H = 1$  y una estructura de hormigón sin prescripciones sísmicas tendrá un  $q_H = 0.2$  (FEMA-273, 1997). El NEHRP (2000) adoptó una expresión empírica y conservadora para determinar este factor en función de las características del espectro de diseño (Filiatrault, 2002).

Este concepto desarrollado en la década del 60 (Rosenblueth & Herrera , 1964) y revisado en el 2000 (Chirstopoulos & Filiatrault, 2006) es el que tiene la actual norma americana (ASCE-7, 2016). Como se mostrará en la sección 3.4 se han realizado varias investigaciones que han permitido disminuir las dispersiones en la determinación del AVE, sin embargo, el reglamento americano continúa aplicando expresiones de la década del 60.

Las expresiones (3.15) y (3.16) fueron generalizadas aún más para el caso de un modelo de histéresis bilineal, considerando un factor  $r$ , que relaciona la rigidez posterior a la fluencia y la rigidez inicial. Por tanto, las expresiones completas propuestas por Rosenblueth y Herrera (1964) para  $\xi_{eq}$  y  $T_{eq}$ :

$$T_{eq} = T_i \sqrt{\frac{\mu}{1 - r + r\mu}} \quad (3.17)$$

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{2}{\pi} \left[ \frac{(\mu - 1)(1 - r)}{\mu [1 + r(\mu - r)]} \right] \quad (3.18)$$

En la Figura 3.4 se presenta la variación del AVE en función de  $\mu$  para distintos valores de rigidez posterior a la fluencia,  $r$ . Se observa una reducción del AVE conforme aumenta el valor de  $r$ . También se presenta la relación entre  $T_{ef}$  y  $T_i$ , en este caso la relación disminuye conforme se incrementa el valor de  $r$ .

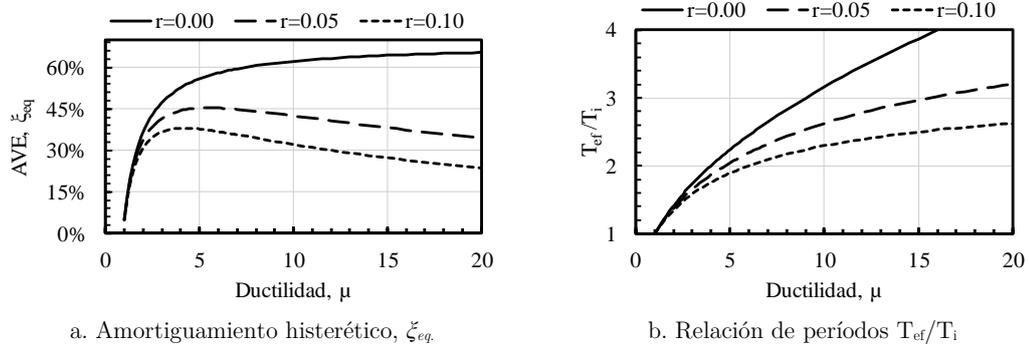


Figura 3.4. Expresiones (3.17) y (3.18) propuestas por Rosenblueth y Herrera (1964).

En un estudio posterior, Gulkan y Sozen (1974) demostraron que la ductilidad por sí sola no es suficiente para interpretar el comportamiento de las estructuras de hormigón armado. Dos sistemas que presentan la misma ductilidad, en un sistema estático no lineal, pueden no tener la misma respuesta a una excitación cíclica, si las propiedades histéricas de los sistemas son diferentes. Por lo tanto, el modelo histérico considerado también conduce a cambios en el amortiguamiento equivalente. Los mismos autores, (Gulkan & Sozen, 1974) por primera vez trabajaron con carga sísmica, relacionaron el período efectivo con la rigidez secante en el desplazamiento máximo. Determinaron el AVE igualando la energía de la excitación del sistema y la energía disipada por un amortiguador ficticio equivalente. Mediante resultados experimentales, y aplicando el modelo de histéresis de Takeda *et al.* (1970), obtuvieron la expresión (3.19) para estructuras de hormigón armado. En la Figura 3.5 se presenta la gráfica.

$$\xi_{eq} = \xi_v + 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (3.19)$$

Iwan y Gates (1979) aplicaron un enfoque estadístico para determinar el AVE en seis modelos de histéresis sometidos a 12 registros sísmicos. Realizaron una optimización que consistió en minimizar el medio cuadrático de la diferencia entre desplazamientos del análisis dinámico no lineal y el sistema lineal equivalente. La expresión (3.20) representa el modelo promediando la energía y el amortiguamiento en cada ciclo de histéresis. En la Figura 3.5 se presenta la expresión (3.20).

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{6(1-r)(\mu-1)^2 + \pi \xi_v [(1-r)(3\mu^2-1) + 2r\mu]}{2\pi\mu^2[1+r(\mu-1) + (1-r)\ln\mu]} \quad (3.20)$$

Iwan (1980) trabajó con sistemas bilineales elasto plásticos, similares a los estudiados por Rosenblueth & Herrera (1964). En este caso sometió el sistema a carga sísmica y en base a la estadística desarrolló la expresión (3.21), que depende solamente de la ductilidad de desplazamiento. La diferencia entre la expresión (3.20) y la expresión (3.21) es del 30% aproximadamente. En la Figura 3.5 se grafica la expresión.

$$\xi_{eq} = \xi_v + 0.0587 (\mu - 1)^{0.371} \quad (3.21)$$

En un estudio teórico más reciente, Kowalsky (1994) utilizó la rigidez secante al desplazamiento máximo para definir el cambio de período, tal como se había aplicado anteriormente ( (Rosenblueth & Herrera , 1964; Gulkan & Sozen, 1974), junto con el modelo histórico de Takeda para la rigidez degradada. Utilizando el enfoque inicial (Jacobsen, 1930), es decir, equiparando la energía disipada por un ciclo del oscilador real a un ciclo de respuesta sinusoidal del sistema lineal equivalente (con rigidez secante definida en el desplazamiento máximo), el autor desarrolló la expresión (3.22). El sistema se basó en el modelo de histéresis propuesto por Takeda (1970) con un factor de descarga de 0.50 y rigidez posterior a la fluencia igual a cero. La expresión se muestra en la Figura 3.5.

$$\xi_{eq} = \xi_o + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (3.22)$$

Kwan *et al.* (2003), aplicaron el mismo enfoque estadístico sugerido por Iwan y Gates (1979) y propusieron relaciones empíricas entre el  $T_{ef}$  y el  $T_i$  para seis ciclos de histéresis. Analizaron estructuras con períodos entre 0.1 y 1.5 segundos y sometidas a 20 registros sísmicos. La expresión (3.23), mostrada en la Figura 3.5, permite estimar el AVE para el caso de sistemas elastoplásticos de baja y alta degradación, característicos de las estructuras dúctiles de acero y hormigón armado respectivamente. Solo consideraron la

ductilidad como variable independiente, que sumado a que concentraron todos los ciclos de histéresis en una única expresión, obtuvieron una dispersión importante de resultados. Esto derivó en la necesidad de investigadores posteriores a desarrollar expresiones distintas de acuerdo al ciclo de histéresis utilizado.

$$\xi_{eq} = 0.352 \mu \xi_v + \frac{0.717 \mu - 1}{\pi \mu} \quad (3.23)$$

De particular interés para los ingenieros en ejercicio es tener información sobre cuál de los métodos de linealización equivalentes genera mejores resultados para períodos específicos de vibración o al menos para regiones espectrales específicas, así como establecer qué método proporciona mejores resultados para los niveles de comportamiento inelástico que pudieran ocurrir en la estructura.

Este fue el propósito del estudio de Miranda y Ruiz-García (2002), en el que los autores evaluaron los cuatro métodos descritos anteriormente (Rosenblueth & Herrera , 1964; Gulkan & Sozen, 1974; Iwan & Gates, 1979; Iwan, 1980). Se realizó una comparación entre los resultados "exactos" del ADNL y los calculados con los métodos aproximados. En esta evaluación, se consideraron tres tipos de comportamiento histórico: un modelo elastoplástico, el modelo modificado de degradación de la rigidez y el modelo de Takeda (1970). La rigidez post-elástica, para todos los modelos, se estableció igual a cero, y el amortiguamiento en el rango elástico en 5%. Se consideró un conjunto de 50 períodos de vibración entre 0.05 y 3 s, y en esta evaluación se utilizaron 264 registros de terremotos ocurridos en el estado de California (EE. UU.) Para 12 terremotos diferentes.

La conclusión del estudio de Miranda y Ruiz-García (2002) fue que, a pesar de tener errores medios relativamente pequeños, la dispersión de los resultados en algunos casos es sustancial, en particular para grandes niveles de comportamiento inelástico (ductilidad). Por lo tanto, cuando se aplica a registros sísmicos individuales, cualquiera de estos métodos podría conducir a errores significativos en la estimación del desplazamiento máximo.

Finalmente, en la Figura 3.5 se trazan las expresiones desarrolladas por los autores referenciados hasta el momento. Todas las expresiones dependen de  $\mu$  y, cuando el modelo considera el endurecimiento posterior a la fluencia, de  $r$ .

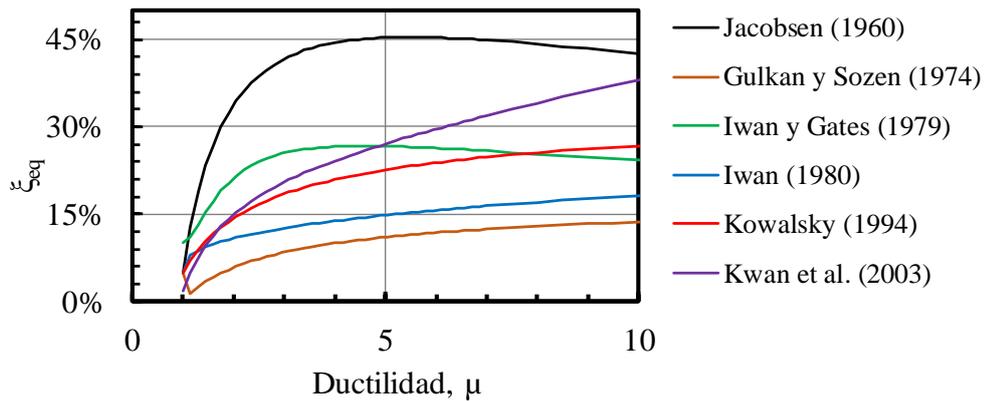


Figura 3.5. Relación de AVE según distintos autores de la literatura.

Del análisis del gráfico se observa, como punto fundamental, la sobre estimación del AVE en la expresión de Jacobsen respecto de las otras expresiones. A la variabilidad entre las expresiones mostrada en las figuras se debe sumar las dispersiones que presentan cada una de ellas, tal como indicó Miranda y Garcia-Ruiz (2002). Entonces, resulta necesario incorporar mayor cantidad de variables a las expresiones con el objetivo de reducir las dispersiones observadas. Punto que se observa en la siguiente sección.

### 3.4.2 AVE propuesto por Blandon, Dwairi y Priestley

Con la publicación del libro sobre el DDBD (Priestley, et al., 2007) surgen dos trabajos destacados (Grant , et al., 2005; Dwairi, et al., 2007) en la determinación del AVE que son incorporados al método de diseño, a continuación, se realiza la crítica a dichas investigaciones.

**Damián Grant & Nigel Priestley** desarrollaron un trabajo publicado como reporte en la Universidad de Pavia, Italia, sobre el AVE (Grant , et al., 2005). Este trabajo tuvo como punto de partida los estudios realizados en la maestría de Carlos Blandon también en la Universidad de Pavia (Blandon & Priestley, 2005). Con el fin de aborar

un amplio rango de modelos constitutivos de disipación, los autores utilizaron seis ciclos de histéresis: (i) Takeda Largo (TL), con  $\alpha_T = 0.50$  y  $\beta_T = 0.00$ , característico de pilas de puentes y muros de hormigón armado, (ii) Takeda Corto (TC), con  $\alpha_T = 0.30$  y  $\beta_T = 0.60$ , para representar el comportamiento de pórticos de hormigón armado, (iii) Bilinear (Otani, 1981) para simular estructuras aisladas con  $r = 0.20$ , (iv) Elastoplástico (Otani, 1981) para representar el comportamiento de estructuras con aisladores de goma, (v) Ramber Osgood (Otani, 1981) apropiado para simular estructuras metálicas y (vi) Ring Spring generalmente utilizado para estructuras pretensadas de hormigón armado con juntas híbridas. En los ciclos de Takeda,  $\alpha_T$  es el factor de descarga de rigidez y  $\beta_T$  el factor de recarga de rigidez (Takeda, et al., 1970).

Utilizaron seis acelerogramas, uno sintético ajustado a la norma europea (EC 8-I, 2005) y cinco artificiales escalados al espectro de diseño del ATC-32 para suelo tipo C, con  $PGA = 0,7$  g (ATC-32, 1996). Aplicaron cinco niveles de ductilidad (entre 2 y 6) y 8 períodos efectivos (entre 0.5 y 4 segundos) para las simulaciones.

En la primera parte del trabajo compararon los resultados de los análisis no lineales con la expresión propuesta por Jacobsen (1960), confirmaron la sobreestimación del amortiguamiento, sobre todo en el caso de ciclos de histéresis con gran absorción de energía.

En la segunda parte propusieron expresiones para determinar el AVE para cada ciclo de histéresis. Esto surgió de las dispersiones que habían obtenido investigadores anteriores al tratar de unificar todos los ciclos de histéresis en una sola expresión. Para la estadística de los resultados usaron de base la expresión (3.24) aplicada en estudios anteriores (Priestley, et al., 2007).

$$\xi_{eq} = 0.05 + a \left(1 - \frac{1}{\mu^b}\right) \left(1 + \frac{1}{(T_{ef} + c)^d}\right) \quad (3.24)$$

Donde  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  son constantes para cada ciclo de histéresis y los demás parámetros han sido definidos anteriormente. Una diferencia importante con las expresiones deducidas por otros autores es la dependencia del período en la estimación del AVE. La

Tabla 3.1 presenta los valores de las constantes para los distintos ciclos de histéresis y en la Figura 3.6 se grafica la variación de AVE en función de la ductilidad, para  $T_{ef} = 1$  segundo. Se obtienen dispersiones del 10% para ductilidades entre 3 y 6, cuando la ductilidad es inferior la dispersión aumenta hasta el 20%. Para ciclos bilineales se observaron dispersiones de mayor orden, por ello no fueron publicados los resultados y se recomendó la dependencia del factor de endurecimiento posterior a la fluencia, trabajo que realizó Liu (2014a; 2014b) y sus colaboradores y es tratado más adelante en este capítulo.

Tabla 3.1. Coeficientes para estimar el AVE expresión (3.24). (Grant , et al., 2005)

Ciclo de histéresis	Constantes			
	a	b	c	d
Takeda Largo, TL	0.249	0.527	0.761	3.250
Takeda Corto, TC	0.183	0.588	0.848	3.607
Elasto Plástico, EEP	0.222	0.397	0.287	1.295
Bilineal, BL	0.161	0.952	0.945	2.684
Ramberg Osgood, RO	0.156	1.049	0.781	2.106
Ring Spring, RS	3566	0.000006	0.223	0.840

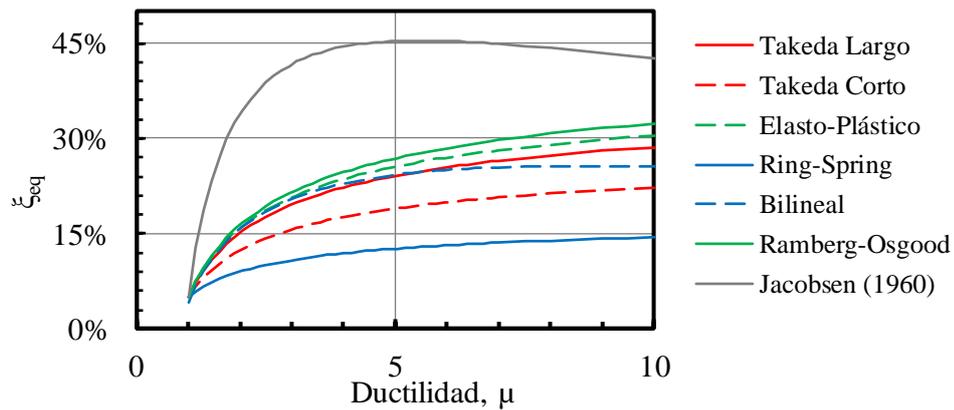


Figura 3.6. AVE para  $T_{ef} = 1$  segundo (Grant , et al., 2005).

Es importante destacar que la dependencia del  $T_{ef}$  reduce la dispersión en los resultados, pero hace al DDBD un método iterativo, perdiendo el objetivo de un método de diseño no iterativo y de fácil implementación.

Entonces, es importante conocer cuál es la diferencia entre el AVE para un determinado  $T_{ef}$  y el AVE para un  $T_{ef} = 1$  segundo, sugerido en el DDBD. Esta relación se traza en la Figura 3.7. En ordenadas se muestra la relación de AVE y en abscisas el  $T_{ef}$ . Se observa que a medida que se incrementa el  $T_{ef}$  se subestima el AVE para  $T_{ef} > 1$  segundo. Esta disminución se hace asintótica, siendo de menor incidencia para los ciclos de histéresis de Takeda Corto, Takeda Largo y Elastoplástico. Cuando el  $T_{ef} < 1$  se produce una sobre estimación del AVE.

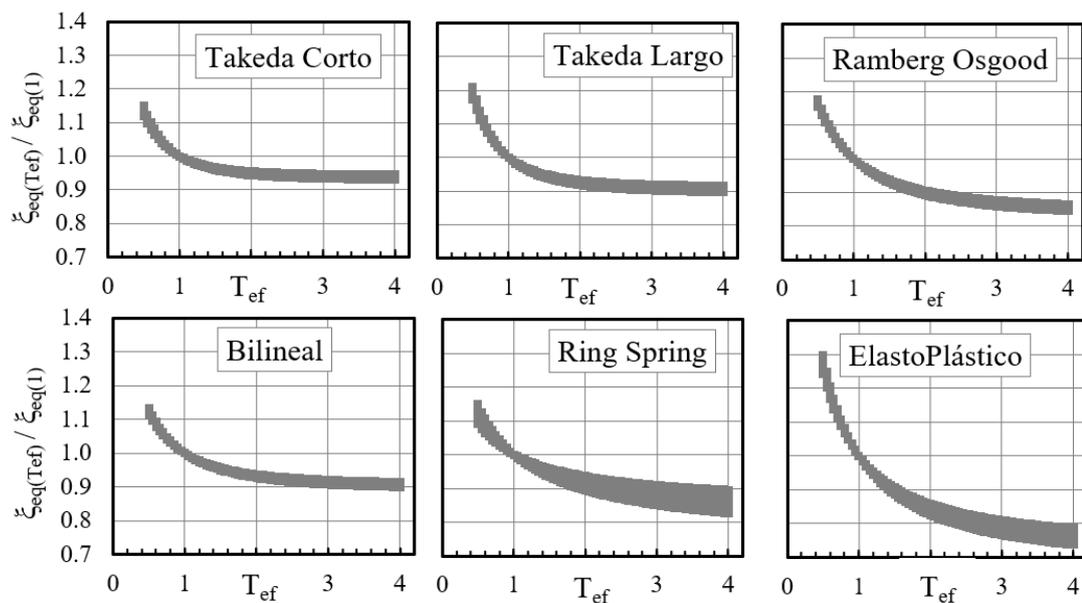


Figura 3.7. Incidencia del AVE en la variación del  $T_{ef}$ . (Grant , et al., 2005).

**Hazin Dwairi** realizó su tesis doctoral en 2004 sobre la estimación del AVE para distintos ciclos de histéresis (Dwairi, et al., 2007). Su investigación se basó en dos propósitos: (1) identificar la dispersión que había entre el AVE propuesto por Jacobsen (1960) combinado con la rigidez secante utilizada en el DDBD, y el amortiguamiento obtenido de un análisis tiempo historia no lineal; y (2) establecer distintos coeficientes

de ajuste entre ambos amortiguamientos para ser aplicados al DDBD. El estudio abarcó cuatro ciclos de histéresis: (i) elastoplástico (EPP) característico de estructuras de acero, (ii) Takeda corto (TC), con  $\alpha_T = 0.5$  y  $\beta_T = 0.0$ , característico de columnas y tabiques de hormigón armado, (iii) Takeda largo (TL), con  $\alpha_T = 0.0$  y  $\beta_T = 0.6$  referente a vigas de hormigón dúctil y (iv) Ring-Spring característico de estructuras postensadas y con sistemas de aislamiento sísmico. Utilizó una base de 100 registros sísmicos y ductilidades entre 1 y 6 para realizar los análisis dinámicos no lineales.

En primer término, corroboró la sobreestimación del amortiguamiento para períodos superiores a 1 segundo, pero además observó una subestimación del AVE para períodos inferiores a 0.40 segundos.

En la segunda parte, con las simulaciones realizadas, propuso nuevas expresiones para considerar el AVE en función de  $\mu$ ,  $T_{ef}$  y la forma del ciclo de histéresis. Utilizó la expresión (3.25), de forma similar a la propuesta por Jacobsen.

$$\xi_{eq} = \xi_v + C \frac{\mu - 1}{\pi\mu} \quad (3.25)$$

Donde  $C$  se presenta en la Tabla 3.2. y depende del ciclo de histéresis y del período efectivo para  $T_{ef} < 1$  segundo.

Tabla 3.2. Coeficientes para la expresión de AVE propuestos por Dwairi (2007)

Ciclo de histéresis	Coeficiente C	
	$T_{ef} \leq 1$ seg	$T_{ef} > 1$ seg
Takeda Largo, TL	$0.65 + 0.50(1 - T_{ef})$	0.65
Takeda Corto, TC	$0.50 + 0.40(1 - T_{ef})$	0.50
Elasto Plástico, EPP	$0.85 + 0.60(1 - T_{ef})$	0.85
Ring-Spring, RS	$0.30 + 0.35(1 - T_{ef})$	0.30

La relación entre los desplazamientos del ADNL y el análisis lineal equivalente se encuentran cercano a la unidad en todos los casos, excepto para el elastoplástico, donde la relación supera a la unidad.

La dispersión de los valores, para los 100 registros, resulta entre 20% y 40%. En la Figura 3.8 se presenta la gráfica para períodos mayores a 1 segundo. Se observa la diferencia entre el AVE obtenido con la expresión de Jacobsen y con la expresión de Dwairi.

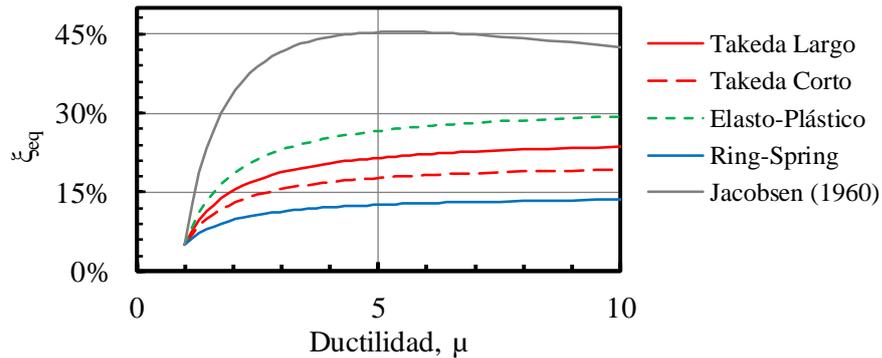


Figura 3.8 AVE para  $T_{ef} > 1$  segundo (Dwairi, et al., 2007).

**M. J. N. Priestley** en su libro (Priestley, et al., 2007) hace una revisión de los dos trabajos mencionados anteriormente (Grant , et al., 2005; Dwairi, et al., 2007) y recomienda utilizar la expresión (3.25), independiente del  $T_{ef}$  con los valores de  $C$  indicados en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Coeficientes para la expresión de AVE propuestos por Priestley (2007).

Tipología estructural	Ciclo de histéresis	C
Pórticos de hormigón armado	Takeda Largo	0.565
Tabiques de hormigón armado	Takeda Corto	0.444
Pórticos metálicos	Ramberg Osgood	0.577
Sistemas friccionales	Elasto Plástico	0.670
Sistemas de aislamiento	Bilineales	0.519
Pretensados híbridos	Ring-Spring, RS	0.186

En la Figura 3.9 se grafican las relaciones de AVE para cada ciclo de histéresis y el caso particular de  $T_{ef}=1$  seg. Se observa que, a pesar de las diferentes consideraciones de Grant (Grant , et al., 2005) y Dwairi (Dwairi, et al., 2007), las expresiones resultan

aproximadas entre sí para los ciclos de histéresis en común y para el período efectivo evaluado. Las expresiones adoptadas en el libro base del DDBD resultan conservadoras en todos los casos y se reitera la sobre estimación del amortiguamiento de Jacobsen.

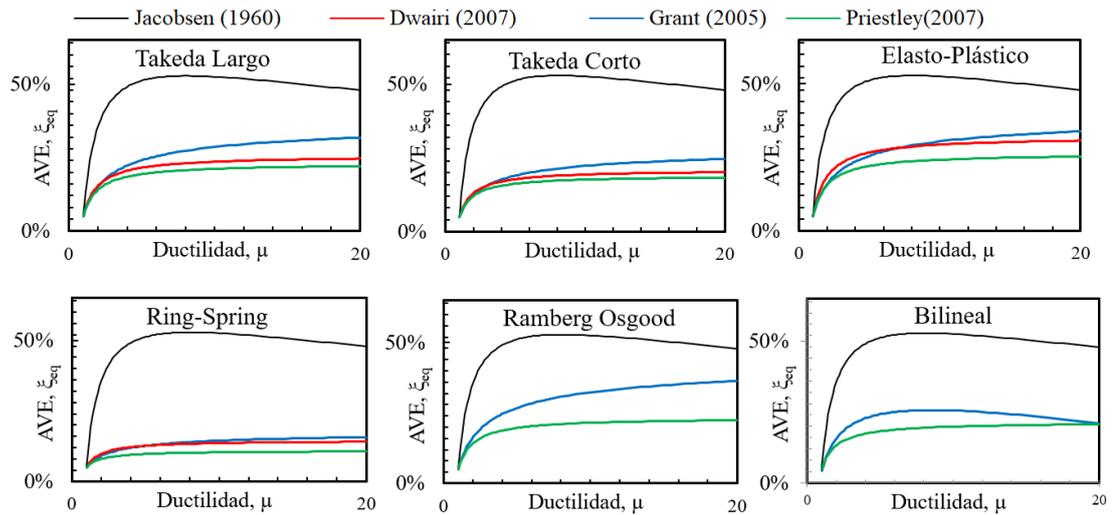


Figura 3.9. AVE para distintos ciclos de histéresis,  $T_{ef} = 1$  seg. (Jacobsen, 1960; Dwairi, et al., 2007; Blandon & Priestley, 2005; Priestley, et al., 2007)

Entonces, las características del ciclo de histéresis constituyen una variable importante a considerar en la determinación del AVE. Además, es un dato que el diseñador tiene en el inicio del problema. También se observó que incorporar el periodo como variable reduce la dispersión, sin embargo, este dato es de difícil obtención en el diseño basado en desplazamientos.

Posterior a los trabajos descriptos se han desarrollado varias investigaciones en post de validar o no las expresiones propuestas. Hasta este momento se ha trabajado con SUGL y con distintos ciclos de histéresis. A continuación, se presentan una serie de trabajos, numéricos y experimentales y en SVGL, clasificados según la tipología estructural.

### 3.4.3 AVE en estructuras de hormigón armado

Hasta el momento se ha abordado a la estructura de hormigón armado como un SUGL y caracterizado por el ciclo de histéresis de Takeda. En esta sección se presentan trabajos

numéricos y experimentales realizados sobre SVGL. Al final del apartado se realiza una gráfica para comparar las expresiones propuestas.

Yan *et al.* (2018) trabajaron con pórticos de hormigón armado. Utilizaron 88 modelos de geometrías diversas, entre 3 y 12 niveles. Mediante análisis estático incremental, monotónico y cíclico, obtuvieron la expresión (3.26) por medio de regresión lineal, la cual tiene la forma de la expresión de Jacobsen. Luego contrastaron con ADNL, utilizando 250 registros para los 88 SVGL. Obtuvieron una expresión modificada, (3.27), la cual depende de  $\mu$  y  $T_{ef}$ . Con esta última expresión lograron reducir la desviación de los resultados del 25% al 20% aproximadamente. En la Figura 3.10 se grafica la expresión (3.26).

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.43 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (3.26)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.43 \left(0.2T_{ef} + \frac{0.8}{T_{ef}}\right) \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (3.27)$$

Ghaffarzadeh *et al.* (2014) trabajaron en la determinación del AVE de pórticos de hormigón armado con y sin diagonales dúctiles de acero. El estudio se basó en modelaciones numéricas de pórticos de 4, 6, 8, 12, 16 y 20 niveles, sometidos a registros escalados pertenecientes a zona de alta sismicidad. Utilizaron como base la expresión (3.24) (Blandon & Priestley, 2005) y de acuerdo con los resultados obtenidos desarrollan la expresión (3.28) para pórticos libres y la expresión (3.29) para pórticos con diagonales dúctiles. Mediante ensayos a escala reducida validaron los resultados obtenidos para ambas expresiones. Cabe mencionar que trabajaron para un rango de ductilidades, entre 1,5 y 6.

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{8}{\pi} \left(b - \frac{6}{\mu^{1.8}} + 0.2 \mu^{1.8}\right) \quad (3.28)$$

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{70}{\pi} \left(1 - \frac{43}{\mu^4} - 4.7 \times 10^{-5} \mu^4\right) \quad (3.29)$$

Landi *et al.* (2016) trabajaron sobre pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería. A través de un estudio numérico compararon los resultados de ADNL con los obtenidos por Priestley *et al.* (2007) y determinaron una subestimación del AVE. Para la mampostería aplicaron el método de la biela equivalente en compresión (Cavaleri, et al., 2005) y en base a simulaciones numéricas en un pórtico relleno de un nivel y un vano obtuvieron la expresión (3.30) que permitió determinar el AVE. Encontraron que el AVE para pórticos rellenos con mampostería es independiente de  $\mu$  (para  $1 < \mu < 5$ ) y resulta aproximadamente del 30% (Figura 3.10).

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.804 \left( \frac{\mu + 0.05}{\mu \pi} \right) \quad (3.30)$$

También se ha estudiado el AVE de columnas de hormigón armado, orientados al estudio de puentes. Si bien este tipo de estructuras escapa el objetivo de este trabajo se mencionan las investigaciones recientes.

Rodrigues *et al.* (2012) estudiaron el AVE de 24 columnas de hormigón armado sometidas a cargas uniaxial y biaxial en forma experimental. Utilizaron carga axial constante y distintos patrones de desplazamientos laterales en uno y dos sentidos. Mediante la medición del área de medio ciclo obtienen la relación de amortiguamiento histerético equivalente. En primera instancia compararon los resultados de AVE obtenido con expresiones de la bibliografía. Validaron las expresiones propuestas por otros autores (Dwairi, et al., 2007; Kowalsky, 1994) para modelos de Takeda, en ambos casos presentan un factor de correlación  $r^2 > 0.70$ . Para los casos de carga biaxial el factor de correlación resultó menor a 0.32.

Zhang *et al.* (2017) trabajaron en columnas de hormigón armado, circular y cuadradas. Utilizaron una base de datos de 534 columnas sometidas a ensayos experimentales de flexión y corte. Obtuvieron expresiones dependientes de la ductilidad y la rigidez secante de la columna.

En la Figura 3.10 se presentan las expresiones que permiten estimar el AVE de pórticos de hormigón armado con y sin sistema de rigidización. En pórticos sin rigidización, los estudios realizados por Yan *et al.* (2018) sobre SVGL muestran mayores valores de AVE

que los trabajos de Dwairi *et al.* (2007) sobre SUGL. En caso de incorporar sistemas de arriostramiento el amortiguamiento tiene a ser constante frente a la  $\mu$ .

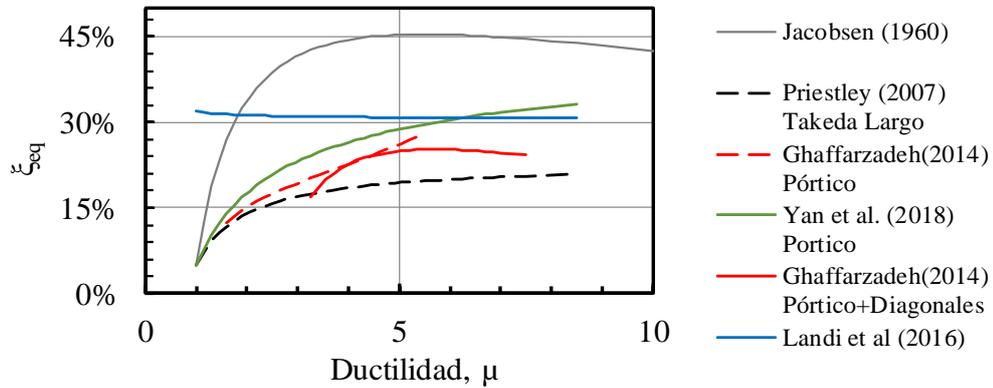


Figura 3.10. AVE para pórticos de hormigón armado con y sin rigidización.

De las investigaciones mostradas para pórticos de hormigón armado surge la necesidad de complementar con estudios experimentales para validar los estudios numéricos.

Dado que para el desarrollo de esta tesis es necesario determinar el AVE en pórticos de hormigón armado, se adopta la expresión (3.26) desarrollada por Yan *et al.* (2018). Motivan esta decisión la cantidad de simulaciones numéricas (88 modelos y 250 registros). No obstante, es un hecho la necesidad de contar con más ensayos para validar los datos y reducir la dispersión actual del 25%. Cabe destacar que incluir en la expresión el  $T_{ef}$  reduce la dispersión de los resultados, pero en la etapa de diseño es una variable desconocida.

#### 3.4.4 AVE en estructuras metálicas

En esta sección se presentan trabajos de la literatura sobre estructuras metálicas, con y sin arriostramiento. Al final del apartado se realiza una gráfica para comparar las expresiones propuestas.

Wijesundara *et al.* (2011) trabajaron sobre estructuras metálicas con diagonales concéntricas, un sistema hasta el momento no abordado en términos de AVE. Utilizaron 15 modelos de un vano con diagonales en V y X conformadas por tubos cuadrados de

distintos espesores. Realizaron un estudio numérico contrastado con ensayos experimentales y desarrollaron la expresión (3.31), dependiente de la ductilidad y de la esbeltez adimensional  $\lambda$ , expresión (3.32), donde  $i$  es el radio de giro de la sección,  $L$  la longitud libre del elemento,  $K$  el coeficiente de pandeo,  $F_y$  la resistencia del acero y  $E_s$  el módulo de elasticidad.

El AVE resulta inferior al determinado con la expresión (3.24) para una curva de histéresis de Ramberg y Osgood, característica de estos sistemas estructurales.

$$\xi_{eq} = 0.03 + \left(0.23 - \frac{\lambda}{15}\right)(\mu - 1) \quad \mu \leq 2 \quad (3.31)$$

$$\xi_{eq} = 0.03 + \left(0.23 - \frac{\lambda}{15}\right) \quad \mu > 2$$

$$\lambda = \frac{K L}{i} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} \quad (3.32)$$

Posteriormente, Yahyai y Rezayibana (2015) continuaron trabajando sobre pórticos de acero con riostras concéntricas. Utilizaron de base trabajos anteriores (Wijesundra, et al., 2011) y aplicaron el método de la masa efectiva revisada para obtener el AVE en pórticos metálicos con riostras en V y en X. Trabajaron sobre 16 modelos de un grado de libertad sometidos a estudios numéricos y contrastados con ensayos experimentales realizados por otros autores. Las expresiones (3.33) y (3.34) permitieron obtener el AVE de acuerdo con el sistema de arriostramiento utilizado. En este caso las expresiones son independientes de la esbeltez adimensional, pero las riostras deben cumplir con las restricciones de pórticos especiales para acciones sísmicas (ANSI/AISC 360, 2010).

$$\xi_{eq} = 36.102 - 0.0004 \lambda^2 - \frac{47.654}{\mu} + \frac{14.902}{\mu^2} \quad (3.33)$$

$$\xi_{eq} = 44.882 - 1.079 \lambda^2 - \frac{161.236}{\mu^{1.5}} + \frac{126.446}{\mu^2} \quad (3.34)$$

Bezabeth *et al.* (2015) desarrollaron un trabajo experimental para correlacionar el AVE en pórticos de acero rellenos con paneles de madera (CLT). Utilizaron 243 modelos sometidos a cargas semi estáticas. Las variables que utilizaron son la distancia entre el panel de CLT y la estructura de acero, el espesor del panel de CLT, el factor de endurecimiento posterior a la fluencia del acero y los sistemas de unión entre CLT y pórtico de acero. Utilizaron una expresión similar a la (3.25) y calibraron el factor  $C$ . Obtuvieron una buena correlación, sin embargo, hay una dependencia de todas las variables intervinientes, por consiguiente, resulta muy complejo aplicar en un proceso de diseño estructural.

Augusto *et al.* (2019) investigaron la relación entre ductilidad y AVE para estructuras de pórticos metálicos con uniones semi rígidas tipo apernadas. Cinco ensamblajes viga-columna, estudiados previamente en la literatura (Nogueiro, et al., 2006), fueron sometidos a 20 registros escalados a la norma europea (EC 8-I, 2005) para determinar la correlación entre  $\mu$  y el AVE. En primera instancia demostraron que los valores obtenidos por Priestley (Blandon & Priestley, 2005) y Dwairi (Dwairi, et al., 2007), con ciclo de histéresis Ramberg Osgood, sobre estimaban la relación de amortiguamiento. Luego, mediante regresión lineal, calibraron la expresión y arribaron a la expresión (3.35), aunque con desviaciones importantes para  $\mu < 4$ .

$$\xi_{eq} = 0.03 + 0.364 + \left(\frac{\mu - 1}{\mu}\right) \quad (3.35)$$

En la Figura 3.11 se presentan las expresiones para pórticos de acero, con y sin diagonales, desarrolladas hasta el momento. Las expresiones se comparan con la expresión (3.25) para el ciclo de histéresis de Romberg Osgood, característico de estos sistemas estructurales. Las uniones apernadas generan un menor AVE, por la flexibilidad de las uniones. En el caso de sistemas arriostrados, la expresión (3.31) presenta un límite del AVE para  $\mu > 2$ . También es importante destacar que Yahyai (2015) obtiene valores de AVE más grandes que los deducidos por Priestley (2007).

Cabe mencionar que las demandas de ductilidades de los sistemas arriostrados concéntricamente son inferiores que las demandas de sistemas de disipación sin riostras.

Para el desarrollo de la tesis se propone continuar con las expresiones propuestas por Priestley (2007) debido a que las expresiones mostradas de la literatura para estructuras metálicas carecen de validaciones suficientes y grandes dispersiones.

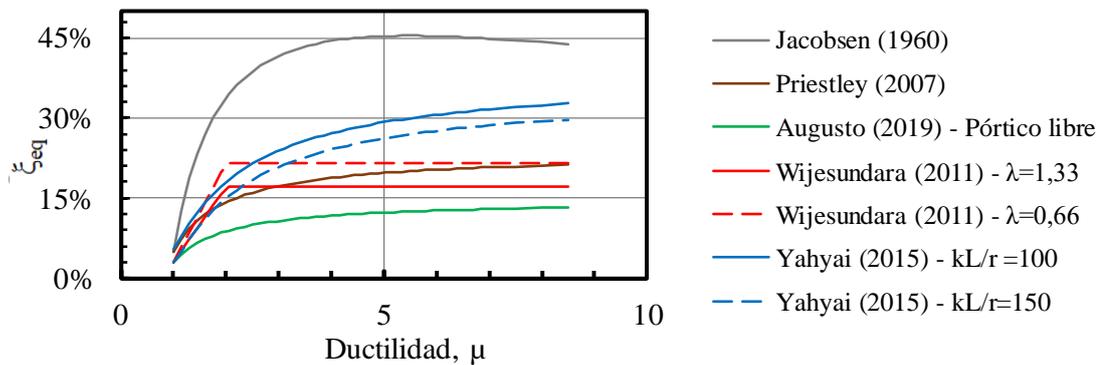


Figura 3.11. AVE para pórticos metálicos con y sin rigidización.

### 3.4.5 AVE en sistemas bilineales

Los ciclos de histéresis bilineales fueron estudiados en la primera fase del desarrollo del AVE en forma escueta y para una sola relación de  $r$  (factor que relaciona la rigidez post fluencia con la rigidez elástica del sistema). Sin embargo, los sistemas bilineales representan de buena forma a los sistemas de disipación de energía y de aislamiento, sistemas donde la degradación de rigidez es prácticamente despreciable en la fase de diseño estructural.

Tao Liu con su equipo desarrollaron investigaciones del AVE en sistemas histeréticos bilineales, con diferentes relaciones de endurecimiento post fluencia. Liu *et al.* (2014a) compararon 14 expresiones de la bibliografía para sistemas con aislamiento de base, consideraron períodos iniciales entre 0.1 seg y 1.50 seg, ductilidades entre 2 y 50 sometidos a una base de 12 registros sísmicos con magnitud entre 6.1 y 7.5, y PGA superior a 0.10 g. Observaron que las expresiones analizadas presentaban buena aproximación del AVE solo en ciertos rangos de períodos o para determinadas ductilidades, incluso para algunas relaciones de endurecimiento post fluencia. Sin embargo, no lograron una expresión general para sistemas bilineales que permitiera una estimación adecuada del AVE.

Liu *et al.* (2014b) continuaron con la investigación anterior y, partiendo de la expresión de Jacobsen, desarrollaron la expresión (3.36), en función de  $\mu$ ,  $T_i$  y  $r$ .

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{2(1-r)(\mu-1)}{\pi\mu[1+r(\mu-1)]} \times \frac{1}{(0.7763 + 0.2886T_i) + \frac{(0.5651 + 1.8410T_i)}{\exp(r\mu)}} \quad (3.36)$$

Con esta expresión general para sistemas bilineales obtuvieron buena aproximación del AVE en estructuras con períodos iniciales entre 0.1 segundo y 1.5 segundos, ductilidades entre 2 y 50 y relaciones de endurecimiento post fluencia entre 0.02 y 0.20.

La Figura 3.12 presenta la curva de AVE de la expresión (3.36) (Liu, et al., 2014b) y se contrasta con expresiones de otros autores. Se reitera la sobre estimación del AVE de las expresiones de Jacobsen. Luego la expresión propuesta por Priestley (Priestley, et al., 2007) sin dependencia  $r$ , presenta menores valores de AVE que la expresión (3.36). Por último, la expresión propuesta por Blandon (Blandon & Priestley, 2005) arrojó valores de AVE similares a los obtenidos por Liu (Liu, et al., 2014b) aunque los estudios se realizaron para  $r = 0.20$  únicamente.

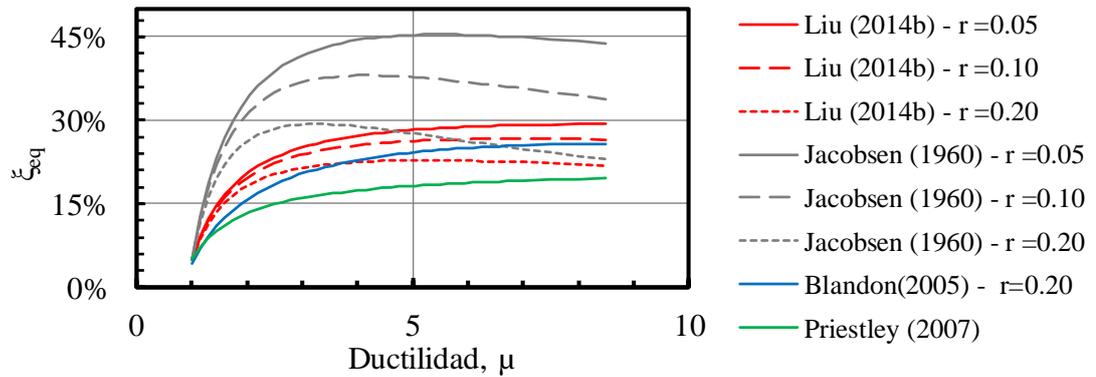


Figura 3.12 Relaciones de amortiguamiento para sistemas bilineales con  $T_i = 0.3$  segundo.

Es importante observar la influencia del periodo inicial en la expresión, ya que es una variable desconocida en el diseño. En la Figura 3.13 se muestra la influencia del periodo inicial en el AVE en la expresión (3.36), se grafican curvas con  $T_i$  entre 0.20 segundos y

1.00 segundo y factor  $r = 0.05$ . Para  $T_i = 1.00$  seg coinciden las expresiones de Liu y Priestley.

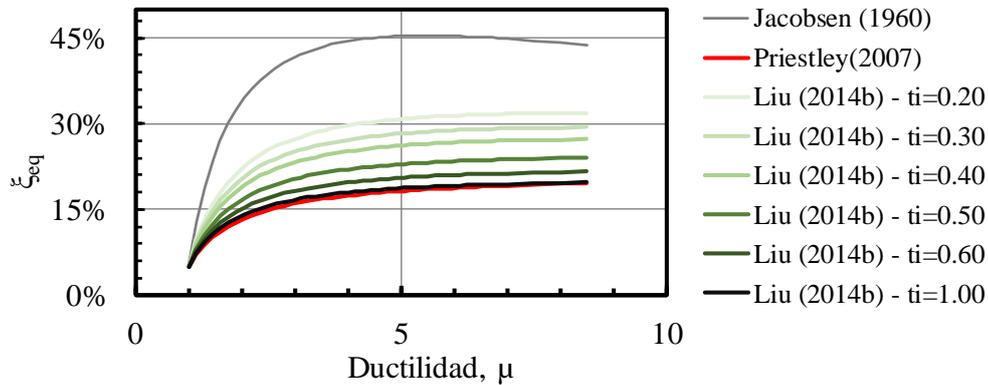


Figura 3.13 Relaciones de amortiguamiento para sistemas bilineales con  $r = 0.05$ .

Quaranta y Molalioli (2018) continúan trabajando en la formulación de Liu (Liu, et al., 2014b), sometieron la expresión a registros de sismos de fuente cercana con pulso. Utilizaron una base de datos de 35 registros para el análisis, pero necesitaron incluir una variable más, la relación entre el período elástico del sistema bilineal y el período del pulso del registro. Encontraron que las expresiones de Tao Liu obtenían buenos resultados para el caso de registros con pulsos de períodos inferiores a 2 segundos y  $r > 0.20$ . En los demás casos se obtuvieron diferencias entre el AVE estimado en la expresión (Liu, et al., 2014b) y lo obtenido del análisis numérico. Las diferencias fueron del orden del 40% para relaciones entre el período elástico del sistema y período del pulso inferiores a 1 seg, y del orden del 10% cuando la relación entre períodos es superior a 2. Para estos casos propusieron un factor de corrección para aplicar a la expresión de Liu. La dependencia del periodo elástico y el pico del registro hace que sea complejo la implementación en etapa de diseño estructural.

También se menciona un trabajo realizado por Fabio Mazza (Mazza & Vulcano, 2014) donde desarrollaron una expresión, partiendo de la expresión de Jacobsen, que depende, no solo de  $\mu$  y  $r$ , sino que también del desplazamiento máximo y de la relación de rigideces. Esto hace que la expresión propuesta resulte difícil de aplicar en el proceso de diseño, ya que ninguna de las variables se conoce al comienzo.

Para el desarrollo de esta tesis se adopta la expresión (3.36) para representar el AVE de disipadores hysteréticos. Esta decisión se debe a la cantidad de simulaciones numéricas y grandes ductilidades abordadas en el estudio. Sin embargo, resulta necesario realizar estudios experimentales para validar las simulaciones. Para contrarrestar esta falencia se indica que, generalmente los sistemas de disipación hysterética presentan una respuesta estable, por lo cual la validación numérica tiene mayor peso que en otras estructuras (p.e. hormigón armado).

### 3.5 Amortiguamiento de sistemas en paralelo en el DDBD

En los puntos anteriores se trató el AVE para distintos sistemas estructurales. Se encontraron expresiones dependientes de la ductilidad del sistema y de la forma del ciclo de histéresis principalmente. Sin embargo, en la práctica es frecuente que en un sistema estructural definido se incorpore otro sistema adicional, convencional o no, para mejorar el desempeño frente a acciones sísmicas, por ejemplo. En la Figura 3.14 se muestra el esquema generalmente adoptado por la bibliografía para considerar dos sistemas en paralelos (Lin, et al., 2003; Mazza & Vulcano, 2008; Bergami & Nutti, 2014; Mazza & Vulcano, 2015; Nuzzo, et al., 2019; Bay & Palazzo, 2020).

En este caso la estructura original o primitiva, está constituida por un sistema de pórtico (SO), al cual se le adiciona un sistema de disipación (SD) y constituyen el sistema completo o sistema reforzado (SR).

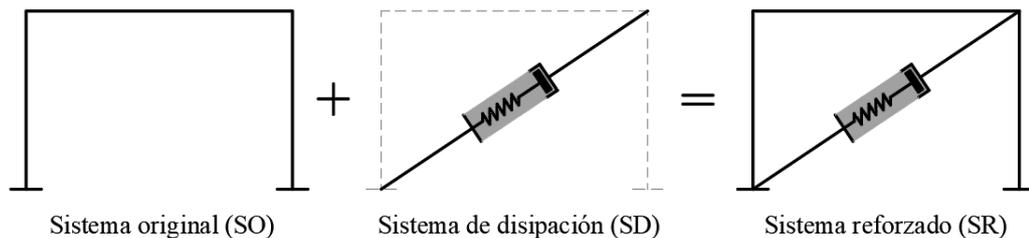


Figura 3.14. Sistema en paralelo simplificado utilizado en el DDBD.

En esta investigación se utiliza el término SR para definir un sistema, el cual se ha modificado con el objetivo de mejorar su desempeño frente a acciones sísmicas. Los

métodos de diseño para estos sistemas simplifican a ambos sistemas como un único sistema con rigidez y amortiguamiento equivalente, donde la rigidez del sistema se obtiene como la suma de las rigideces de cada uno de los sistemas que intervienen y lo mismo sucede con la resistencia. En el caso del AVE en sistemas en paralelo la literatura ha considerado de distintas expresiones, sin embargo, todas se deben a deducciones analíticas, y en algunas expresiones se ha encontrado ciertas incongruencias con los conceptos de amortiguamiento para sistemas en paralelo clásicos. Tema que se desarrolla en la sección siguiente.

### 3.5.1 Revisión de la literatura

En este punto se presenta una revisión de la forma en que la literatura aborda el AVE en sistemas en paralelo, y luego se propone una expresión a partir de desarrollos analíticos y con sustento en los conceptos clásicos del amortiguamiento de sistemas en paralelo.

De la crítica literaria sobre métodos de diseño basados en desplazamiento, punto 2.4.1, se encontraron dos expresiones para representar el AVE de sistemas en paralelo.

La expresión (3.37), donde el AVE se obtiene como la suma de los AVE de cada una de los sistemas (Lin, et al., 2003; Mazza & Vulcano, 2002; 2008; 2009) y, la expresión (3.38), donde el AVE se obtiene proporcional a los esfuerzos de corte basal que aporta cada uno de los sistemas por separado (Bergami & Nutti, 2013; Benedetti & Landi, 2014; Mazza & Vulcano, 2015; Ferraioli & Lavino, 2018). Se destaca que la expresión (3.38) tiene sus orígenes en el DDBD, donde se utiliza para determinar el AVE de varios sistemas estructurales (Sullivan, et al., 2006; Maley, et al., 2010). En estas expresiones  $\xi_{EQ}$  representa el AVE del sistema paralelo,  $\xi_{SO}$  y  $\xi_{SD}$  el AVE del SO y del SD y,  $V_{SO}$  y  $V_{SD}$  el de corte basal del SO y del SD.  $\xi_{SD}$  representa el AVE del SD.

$$\xi_{EQ} = \xi_v + \xi_{SO} + \xi_{SD} \quad (3.37)$$

$$\xi_{EQ} = \xi_v + \frac{\xi_{SO}V_{SO} + \xi_{SD}V_{SD}}{V_{SO} + V_{SD}} \quad (3.38)$$

En la Figura 3.15 se grafica el AVE del sistema equivalente en función del AVE aportado por el SD, para un determinado AVE del SO. En color azul la expresión (3.37) y en color rojo la expresión(3.38), con línea llena para relación de corte basal 0.70, con línea de trazo largo relación de corte basal 0.50 y de trazo corto para corte basal de 0.30. Como relación de corte basal se define a la cantidad de cortante que absorbe la estructura pórtico respecto del total  $V_{SO}/(V_{SO} + V_{SD})$ .

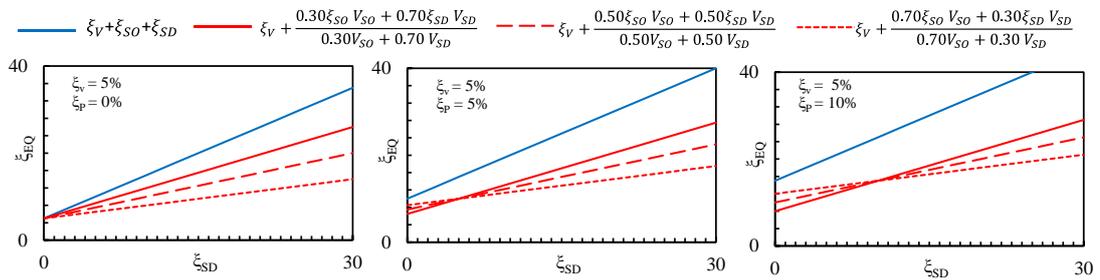


Figura 3.15. Amortiguamiento equivalente de sistemas en paralelo según dos criterios de la bibliografía. Expresión (3.37) y (3.38).

Se observa que la expresión (3.37) proporciona un valor de AVE mayor que la expresión (3.38), y se incrementa a medida que el sistema original presenta mayor AVE. Si en ambas expresiones se considera  $\xi_{SD} = 0$ , el AVE del sistema en paralelo resulta igual.

Sin embargo, para sistemas lineales elásticos, como los estudiados, ninguna de las expresiones cumple el concepto teórico de que la constante de dos amortiguadores en paralelo, es igual a la suma de constantes de cada amortiguador (Chopra, 1995).

Entonces, en este trabajo se propone una expresión para determinar el AVE de sistemas en paralelo, basada en el concepto de que la constante de amortiguamiento de dos sistemas en paralelo se suma, para obtener una constante de amortiguamiento viscoso lineal equivalente (Chopra, 1995). Tema que se desarrolla en la siguiente sección.

### 3.6 Propuesta del AVE para sistemas en paralelo

En un sistema masa-resorte-amortiguado en paralelo las constantes de amortiguamiento viscoso lineal se suman para obtener una constante de amortiguamiento equivalente, esto es debido a que la velocidad de ambos sistemas debe ser la misma (Chopra, 1995), tal como se muestra en la expresión (3.39).

$$C_{EQ} = C_{SO} + C_{SD} \quad (3.39)$$

Donde  $C_{EQ}$  representa la constante de amortiguamiento equivalente del SR, y  $C_{SO}$  y  $C_{SD}$  las constantes de amortiguamiento de SO y SD. Estos coeficientes pueden representarse en función de la razón de amortiguamiento y del amortiguamiento crítico, como se expresa en la expresión (3.40) y (3.41).

$$C_{SO} = \xi_{SO} C_{c,SO} \quad C_{SD} = \xi_{SD} C_{c,SD} \quad (3.40)$$

$$C_{c,SO} = 2\sqrt{k_{SO} m} = 2\sqrt{\frac{V_{SO}}{d} m} \quad C_{c,SD} = 2\sqrt{k_{SD} m} = 2\sqrt{\frac{V_{SD}}{d} m} \quad (3.41)$$

Donde,  $k_{SO}$  y  $k_{SD}$  son la rigidez del SO y del SD respectivamente, y  $V_{SO}$  y  $V_{SD}$  los cortes basales de ambos sistemas.  $d$  es el desplazamiento y  $m$  la masa del sistema elástico. Al tratarse de un sistema en paralelo, ambos tienen la misma masa y el mismo desplazamiento.

El amortiguamiento equivalente del sistema,  $\xi_{EQ}$ , se obtiene con la expresión (3.42). Reemplazando la expresión (3.41) y (3.40) en (3.42) resulta la expresión (3.43). Se observa que el AVE del sistema equivalente depende de los AVE de cada sistema proporcionales a las raíces cuadradas de los esfuerzos de corte en la base.

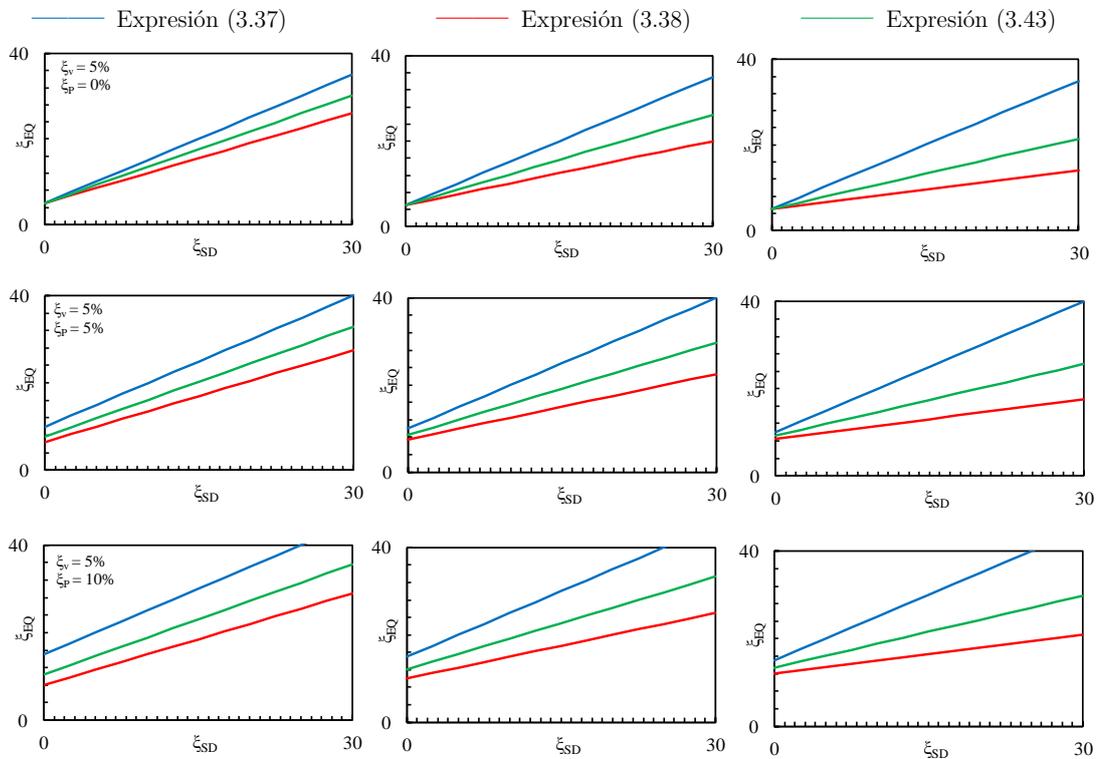
$$\xi_{EQ} = \frac{C_{EQ}}{C_{c,SR}} = \frac{C_{SO} + C_{SD}}{2\sqrt{(k_{SO} + k_{SD}) m}} \quad (3.42)$$

$$\xi_{EQ} = \frac{\xi_{SO}\sqrt{V_{SO}} + \xi_{SD}\sqrt{V_{SD}}}{\sqrt{V_{SO} + V_{SD}}} \quad (3.43)$$

La expresión propuesta, (3.43), difiere de las expresiones (3.37) y (3.38) desarrolladas por otros autores y tiene el sustento teórico indicado anteriormente, por consiguiente, será utilizada en el método de diseño propuesto en el capítulo 4.

Para comparar el AVE de las expresiones de la literatura (3.37) y (3.38) y la propuesta en este trabajo, (3.43), se realiza un análisis paramétrico. Este análisis, lineal y elástico, varía las cantidades de AVE del SO y del SD y evalúa la influencia en el AVE del sistema reforzado.

En la Figura 3.16 se gráfica la comparación entre las expresiones (3.37), (3.38) y (3.43). Cada columna representa una combinación distinta de  $V_{SO}$  y  $V_{SD}$  y cada fila representa una cantidad de AVE del pórtico distinta,  $\xi_{SO} = 0\%$ ,  $5\%$ ,  $10\%$  y  $15\%$  de primera a la última fila.



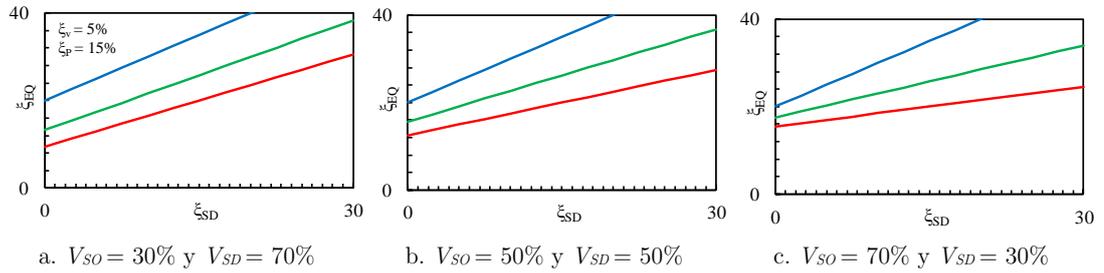


Figura 3.16. Comparación del AVE entre la expresión propuesta (3.43) y las expresiones de la bibliografía (3.37) y (3.38).

Este valor se mantiene constante en cada gráfica para ser consistentes con la práctica, donde el  $\zeta_{SO}$  es un dato y se determina el  $\zeta_{SD}$  en función del desempeño esperado en el SR. El amortiguamiento de la estructura antes de la plastificación,  $\zeta_V$ , se considera del 5%. Aunque las normativas actuales recomiendan no utilizar un valor superior al 3% (ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017).

Se observa que la expresión propuesta en este trabajo arroja un AVE intermedio entre las dos expresiones de la literatura. Además, la diferencia se incrementa conforme se incrementa el  $\zeta_{SD}$  en cada gráfico. También se incrementa conforme se incrementa el  $\zeta_{SO}$  y también con el incremento de  $V_{SO}$ .

Desde el punto de vista práctico y considerando alguna de las relaciones que permiten reducir el espectro elástico en desplazamientos por el AVE (EC 8-I, 2005; ASCE-7, 2016), se deduce que la expresión propuesta requiere mayor  $\zeta_{SD}$  para alcanzar el mismo desplazamiento objetivo que las expresiones de la literatura.

En la Figura 3.17 se presenta el factor  $r_\zeta$ , relación entre el AVE paralelo obtenido con la expresión (3.43) y con la expresión (3.38). Similar a la Figura 3.11, es decir, la expresión propuesta en este trabajo siempre entrega un AVE superior al de la expresión (3.38).

Esta relación se incrementa conforme el pórtico tiene mayor participación en el corte basal, y cuando  $V_{SD} > V_{SO}$  el factor  $r_\zeta$  se incrementa conforme disminuye  $\zeta_{SO}$ .

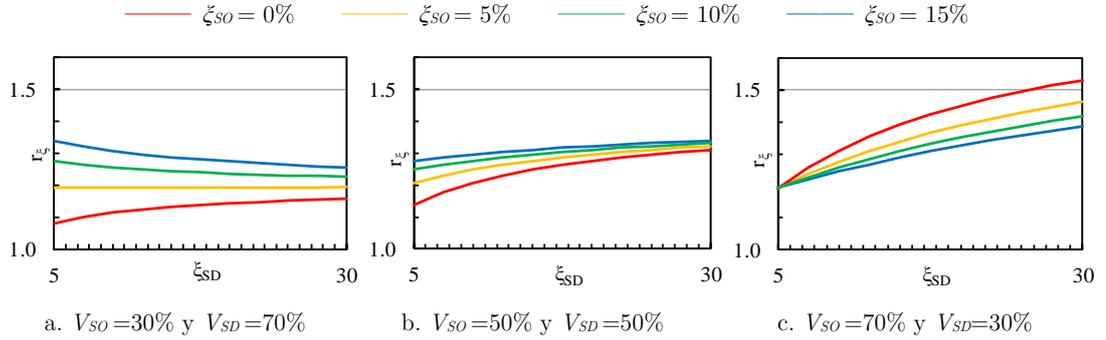


Figura 3.17. Factor  $r_{\xi} = \zeta_{EQ}(\text{Expresión 3.43}) / \zeta_{EQ}(\text{Expresión 3.38})$  en función del  $\xi_{SD}$  para distintos valores de  $V_{SO}$  y  $\zeta_{SO}$ .

Se observa que la expresión propuesta para determinar el AVE de sistemas en paralelo, a partir de un concepto básico sobre amortiguamiento, entrega valores superiores, como máximo un 50%, a los desarrollados en la literatura. Sin embargo, resultan necesarios estudios numéricos y experimentales para validar los resultados de la expresión propuesta, tema que será propuesto como continuación de este trabajo.

### 3.7 Conclusiones

En este capítulo se ha realizado una revisión de la literatura relevante, del amortiguamiento viscoso equivalente en el DDBD. También, se propuso una expresión nueva para el amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas en paralelo.

En la primera parte se presentó un repaso del amortiguamiento viscoso equivalente, en el rango lineal, tal como lo trata la dinámica clásica.

Luego se desarrolló el concepto inicial de Jacobsen (1930) para considerar un sistema de un grado de libertad con amortiguador viscoso no lineal a través de una linealización equivalente.

Después se citaron una serie de trabajos que utilizaron los conceptos desarrollados por Jacobsen a sistemas de un grado de libertad histeréticos. En estos trabajos se trató de considerar únicamente como variable la ductilidad, sin embargo, se observaron dispersiones importantes entre los distintos sistemas estudiados en la literatura.

En la sección siguiente se consideró el amortiguamiento viscoso equivalente para el diseño por desplazamientos según la propuesta de Prestley (2007). Se citan tres autores, que, mediante estudios numéricos, e incorporando como variable la forma del ciclo de histéresis lograron reducir las dispersiones de los trabajos anteriores.

Luego se dedica una sección a los trabajos realizados posterior a la publicación del libro DDBD. Ahora si se encontraron en la literatura trabajos en sistemas de varios grados de libertad y para distintas tipologías estructurales. También se realizó una selección de expresiones de amortiguamiento viscoso para utilizar en los capítulos siguientes de la tesis. Selección realizada en base a la cantidad de simulaciones numéricas por no hay estudios experimentales suficientes que avalen dichas expresiones.

Por último, se aborda el amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas en paralelo, un tema poco abordado en la literatura, y con poco sustento teórico de las expresiones encontradas. Entonces, se propone una nueva expresión para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas en paralelo, basada en un concepto de la dinámica clásica para sistemas lineales.

En el capítulo siguiente se presenta el método de diseño propuesto en esta tesis.

## Capítulo 4

# Formulación del método de diseño

### 4.1 Introducción

En el capítulo 2, se concluyó con la necesidad de trabajar en un método de diseño simple para determinar las propiedades del sistema de disipación. En el capítulo 3 se revisaron los conceptos de amortiguamiento viscoso equivalente y se propuso una expresión para considerar el amortiguamiento equivalente en sistemas en paralelo.

En este capítulo se presenta la formulación de un método para el diseño de sistemas de disipación pasiva de energía, del tipo histeréticos, utilizado en el refuerzo de estructuras existentes. También, con algunas variantes será posible extenderlo a la implementación de sistemas de disipación en estructuras nuevas. Se destaca la simpleza del método para obtener en forma rápida y directa las propiedades del sistema de disipación y luego realizar los ADNL que requieren las normas actuales.

Se inicia con los aspectos generales del método, las limitaciones que presenta y las hipótesis consideradas en la formulación, sección 4.2. Luego en la sección 4.3 se presenta la formulación propiamente dicha, desde el paso preliminar hasta el séptimo paso. Por último, en la sección 4.4 se presentan algunas consideraciones y variantes para aplicar el método a estructuras nuevas.

Con el objeto de divulgar la metodología propuesta en la comunidad científica, se desarrolla un *software* llamado CALDIS v1.1 con patente de *software* en trámite (EX-2020-61432664- -APN-DNDA#MJ) y en el anexo A se presenta el manual del usuario.

## 4.2 Aspectos generales

La metodología propuesta parte de las bases del diseño basado en desplazamientos (DDBD) desarrollado por M.J.N. Priestley (Priestley, et al., 2007), y abordado en forma detallada en el punto 2.2.2.3 de esta tesis. En el DDBD la estructura se caracteriza por su rigidez efectiva obtenida al desplazamiento máximo, el cual se obtiene mediante el concepto de linealización equivalente y amortiguamiento viscoso equivalente (AVE), conceptos abordados en el capítulo 3.

La formulación propuesta considera una estructura primitiva o sistema original (SO) que requiere un refuerzo estructural, sea por falta de rigidez y/o de resistencia, para alcanzar un desempeño deseado. El refuerzo estructural se adiciona mediante un sistema de disipación (SD), y juntos forman la estructura reforzada o sistema reforzado (SR). El SO y SD trabajan en paralelo (Figura 3.14), entonces las rigideces y resistencias de ambos sistemas se suman para obtener las propiedades de la estructura reforzada (Lin, et al., 2003; Priestley, et al., 2007; Mazza & Vulcano, 2008; Ferraioli & Lavino, 2018; Nuzzo, et al., 2019).

El AVE de la estructura reforzada no se puede obtener como la suma de los AVE del SO y del SD (Chopra, 1995), sin embargo, algunos autores en tiempos pasados lo han aplicado de esa manera (Lin, et al., 2003; Mazza & Vulcano, 2008). También, otros autores (Mazza & Vulcano, 2015; Bergami & Nutti, 2013; Ferraioli & Lavino, 2018; Nuzzo, et al., 2019) han utilizado una expresión proporcional al corte basal de cada sistema, expresión (3.38). Para el método propuesto, y de acuerdo lo indicado en el capítulo 3, se aplica la expresión (3.43) para el AVE del sistema en paralelo.

El método propuesto admite dos niveles de demanda sísmica, esto facilita la implementación de reglamentos actuales (ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017). Generalmente estos niveles de demanda sísmica están asociados a un terremoto de diseño (TD), con probabilidad de ocurrencia cada 475 años y un terremoto máximo considerado (TMC),

con probabilidad cada 975 años, tal como especifican las normas estadounidenses (ASCE-7, 2016; Priestley, 1993) y el actual proyecto de reglamento de disipación de energía de nuestro país. Además, cada nivel de demanda sísmica puede estar asociado a un nivel de daño diferente, sea en términos de desplazamientos globales (FEMA-356, 2000; EC 8-I, 2005) o en términos de rotaciones locales (Priestley, 1993). Considerando que el método permite más de un objetivo de diseño, se indica que el método cumple los requerimientos del diseño por desempeño descrito en el capítulo 2.

El método propuesto es de simple aplicación y no requiere *software* de cálculo estructural, es por ello que resulta una herramienta de rápida aplicación y bajo costo computacional que permite determinar las propiedades del sistema de disipación para realizar el ADNL requerido por los reglamentos actuales.

A continuación, se presentan las limitaciones de método y luego las hipótesis en la formulación, para en la sección siguiente abordar la formulación propiamente.

#### **4.2.1 Limitaciones de la formulación**

En este apartado se enumeran las limitaciones que presenta el método, algunas de orden normativo y otras para garantizar el cumplimiento de las hipótesis, indicadas en el punto siguiente.

1. El método tal como se desarrolla requiere simetría en planta de la estructura, esto evita torsiones elásticas e inelásticas en el comportamiento sísmico. Sin embargo, podría modificarse la formulación para considerar los distintos desplazamientos que tendría la estructura en caso de no presentar regularidad en planta.
2. La estructura debe presentar regularidad en elevación, de esta forma se mantiene el perfil de distorsiones aún con pequeñas inelasticidades de la estructura. En caso de irregularidades en altura se puede aplicar el diseño admitiendo poca o nula incursión en el rango inelástico de la estructura original. Se define como estructura regular en elevación a aquellas que cumplan con el criterio de irregularidad de rigidez media según el reglamento nacional.
3. La estructura debe contar con al menos dos planos estructurales con sistema de disipación en cada sentido y situados a ambos laterales del centro de rigidez,

requerimiento normativo principalmente. Además, no se debe variar la cantidad de dispositivos en planta y elevación de forma de lograr un comportamiento regular.

4. Los desplazamientos objetivos definidos deben ser tal que la estructura original los alcance, caso contrario es necesario reforzar la estructura existente para aumentar la capacidad de desplazamiento, utilizando técnicas convencionales, a través del recrecimiento de secciones de hormigón, o mediante técnicas no convencionales, como la incorporación de fibras de carbono, por ejemplo.
5. El método de diseño propuesto es aplicable solo a los casos en que el efecto de los modos altos es despreciable. Para evaluar si los modos superiores son despreciables se recomienda seguir los lineamientos del ASCE/ 41-17. La norma establece que los modos superiores son significantes cuando el esfuerzo de corte en alguno de los niveles, de un análisis modal espectral, considerando el 90% de participación de la masa, supere en un 30% el corte de un análisis para el primer modo de vibración.
6. El método, tal como se propone, no considera la no linealidad geométrica en su formulación. Se destaca que, si bien la formulación del DDBD permite incluir la no linealidad geométrica, resulta un proceso iterativo aumentando el costo computacional, es por ello que se considera una limitación al método.

#### **4.2.2 Hipótesis en la formulación**

Para la aplicación del método propuesto se consideran las hipótesis que se detallan a continuación:

1. La edificación es analizada en cada dirección principal como un modelo de un grado de libertad por nivel. Las losas actúan como diafragmas que permiten distribuir la fuerza sísmica entre los distintos planos estructurales de acuerdo a su rigidez y resistencia.
2. Una estructura de varios grados de libertad con un sistema de disipación de energía puede ser transformada en un sistema equivalente de un grado de libertad utilizando el método de descomposición modal. Este método supone que el mecanismo de colapso de la estructura es similar al mecanismo de colapso de una estructura de un grado de libertad que presenta una distribución de distorsiones de piso que puede

estimarse a partir de la primera forma modal o con otro perfil definido, como por ejemplo un triángulo invertido.

3. La respuesta de un sistema de un grado de libertad inelástico puede determinarse utilizando propiedades lineales equivalente y un espectro de diseño con amortiguamiento del 5%. Espectros para amortiguamiento superior al 5% pueden obtenerse mediante coeficientes de reducción de espectro dependientes del AVE.
4. La respuesta no lineal de una estructura puede representarse por un sistema histerético bilineal. Este sistema bilineal supone la misma absorción de energía que el sistema histerético original, en términos prácticos esto se logra mediante la igualdad de áreas bajo la curva fuerza-desplazamiento de ambos sistemas.

### **4.3 Formulación del método de diseño**

En este apartado se desarrolla el método propuesto, paso a paso, según el esquema mostrado en la Figura 4.1. En primera instancia se determina la capacidad del SO mediante análisis estático no lineal. Luego se define la demanda sísmica y el daño aceptado con un criterio de desempeño en términos globales (FEMA-356, 2000). El SD se propone para aportar la rigidez y resistencia necesarias para alcanzar el desempeño objetivo. Luego, se verifica el SO y SD para un nivel de desempeño superior, paso opcional, pero requerido por los reglamentos. Por último, se distribuyen las propiedades del sistema de disipación, rigidez y resistencia, entre los distintos niveles y dispositivos que tiene el sistema propuesto. Esta distribución se realiza de forma tal que no se altere la primera forma de vibrar de la estructura, aunque luego se indica que pueden utilizarse otros métodos más efectivos para distribuir los dispositivos en altura.

#### **4.3.1 Paso Preliminar: Evaluación del desempeño de la estructura original**

Este paso consiste en evaluar el desempeño de la estructura existente y determinar si es necesario o no el refuerzo estructural. En caso de ser necesario se propone un sistema de disipación pasiva de energía con dispositivos del tipo histeréticos (BPR, TADAS, ADAS, etc), cuyo diseño se realiza por el método que se propone en este trabajo.

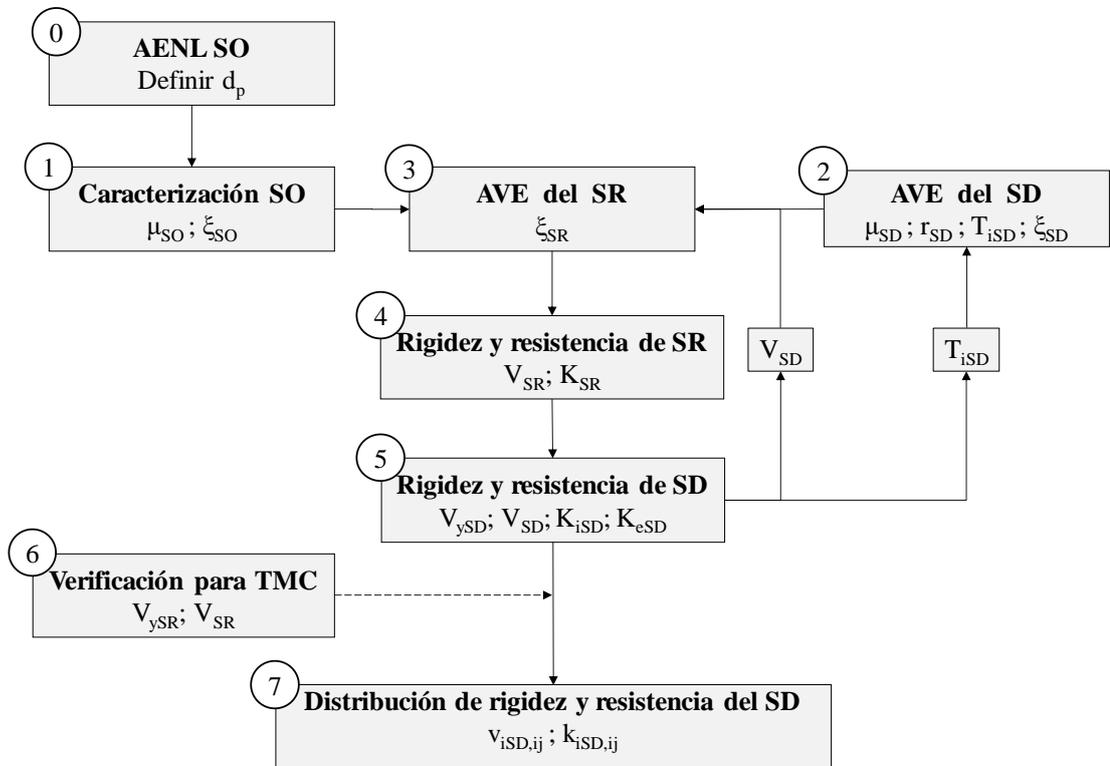


Figura 4.1 Esquema general del método propuesto.

Existen diversos métodos para evaluar el desempeño de la construcción, aunque los más difundidos consisten en AENL, como por ejemplo el método del espectro de capacidad adoptado por el ATC-40 (1996), el método del Coeficiente de Desplazamientos (Priestley, 1993) o el método N2 de la norma europea (EC 8-I, 2005). Sin embargo, en este caso se evalúa la vulnerabilidad con el DDBD (Priestley, et al., 2007) para ser consistentes con la metodología de aplicación. Primero se realiza un AENL, luego se transforma el sistema de varios grados de libertad (SVGL), en un sistema de un grado de libertad equivalente (SUGLE) y, a través del AVE se obtiene el desempeño de la estructura y la necesidad o no del refuerzo estructural. A continuación, se desarrollan estos pasos.

#### 4.3.1.1 Análisis estático no lineal

Este procedimiento de análisis consiste en someter a la estructura, que ya presenta un estado de carga vertical y deformaciones asociadas, a una carga lateral creciente y monotónica. Se registra el desplazamiento de un nudo de control,  $d$ , ubicado en el extremo superior de la construcción, y el corte basal asociado,  $V$ .

En la bibliografía se encuentran diversas alternativas para aplicar la carga lateral (Chopra & Goel, 2002; Antoniou & Pinho, 2004; Goel & Chopra, 2005; Diotallevi, et al., 2008), sin embargo, para el método propuesto es necesario que sea proporcional al primer modo de vibración de la estructura para mantener el perfil de deformaciones.

Para obtener la curva fuerza desplazamiento, también llamada *pushover*, generalmente se realiza una modelación en *software*, aunque bien podrían aplicarse métodos simplificados de bajo costo computacional (Sullivan, et al., 2018).

#### 4.3.1.2 Estructura equivalente

El DDBD requiere transformar el SVGL en un SUGLE mediante el concepto de estructura equivalente (Fajfar, 2000; Priestley, et al., 2007). El SUGLE es el sistema de un grado de libertad cuya respuesta, linealmente elástica y perfectamente plástica, es equivalente a la respuesta del sistema original. El desplazamiento del SUGLE,  $d^*$ , se obtiene con la expresión (4.1), donde  $d$  es el desplazamiento de la parte superior de la estructura y  $\Gamma$  el factor de participación modal. El corte basal del SUGLE,  $V^*$ , se determina con la expresión (4.2), donde  $V$  es el corte del SVGL. Se utiliza el asterisco (\*) para referirse a parámetros del SUGLE.

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (4.1)$$

$$V^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (4.2)$$

$$m_e = \sum m_i \phi_i \quad (4.3)$$

$$T_e = 2\pi\sqrt{m_e/K_e} \quad (4.4)$$

Además, este sistema equivalente tiene masa,  $m_e$ , expresión (4.3), y periodo efectivo equivalente,  $T_e$ , expresión (4.4), proporcionado por una rigidez efectiva equivalente,  $K_e$ .

Se destaca que en el DDBD el término *efectivo* se refiere a la rigidez secante al desplazamiento máximo, y *equivalente* porque representa al SVGL. En la Figura 4.2 se presenta el SVGL y el SUGLE.

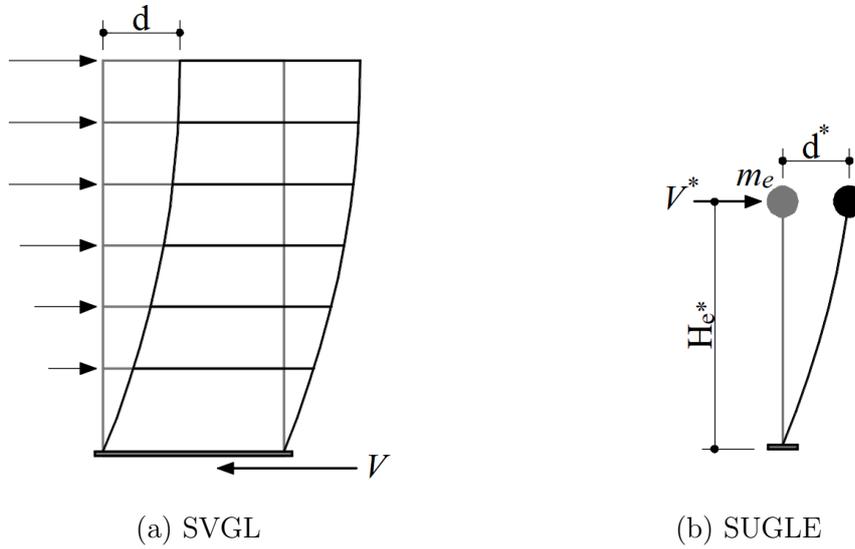


Figura 4.2 .Transformación en la estructura lineal equivalente (Fajfar, 2000).

El factor de participación modal,  $\Gamma$ , se determina con la expresión (4.5) en función de los desplazamientos modales de la primera forma de vibrar.

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.5)$$

Donde  $m_i$  es la masa en el nivel  $i$  y  $\phi_i$  es el desplazamiento de la forma modal correspondiente al primer modo normalizado, de forma que  $\phi_n = 1$ . Esta normalización modal implica que el desplazamiento modal del último nivel resulta igual a la unidad.

$$n \leq 4: \phi_i = \frac{h_i}{h_n} \quad n > 4: \phi_i = \frac{4}{3} \left( \frac{h_i}{h_n} \right) \left( 1 - \frac{h_i}{4 h_n} \right) \quad (4.6)$$

Si no se realiza un análisis dinámico se puede estimar la forma modal mediante la expresión (4.6), donde  $n$  es el número de pisos,  $h_i$  la altura del nivel  $i$  medido desde la base y  $h_n$  la altura del nivel  $n$ , último nivel de la construcción (Priestley, et al., 2007). Es importante destacar que estas expresiones responden a un comportamiento elástico o con muy poca incursión en el rango inelástico. Cuando la estructura tiene un comportamiento inelástico importante se modifica el perfil de desplazamientos y no se cumplen las hipótesis indicadas en el punto 4.2.1.

#### 4.3.1.3 Evaluación del desempeño

Para evaluar el desempeño de la estructura original y determinar si resulta necesario el refuerzo se siguen los lineamientos del DDBD (Priestley, et al., 2007).

Se determina el AVE de la estructura original,  $\xi_{SO}$ , en función de la ductilidad del sistema equivalente,  $\mu_{SO}$ . Este parámetro se obtiene como el cociente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia del análisis estático no lineal realizado indicado en el punto 4.3.1.1.

De acuerdo a las conclusiones del capítulo 3 se aplica la expresión (4.7) para pórticos de hormigón armado (Yan, et al., 2018) y la expresión (4.8) en el caso de estructuras metálicas (Priestley, et al., 2007). En la Figura 4.6 se muestra la variación del AVE con la ductilidad para ambas expresiones.

$$\xi_{SO} = 0.05 + 0.43 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_{SO}}} \right) \quad (4.7)$$

$$\xi_{SO} = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu_{SO} - 1}{\pi \mu_{SO}} \right) \quad (4.8)$$

Entonces es necesario reducir el espectro de diseño elástico en desplazamientos por un factor que considere el AVE. Habiendo tratado este tema en el capítulo 2, acá solamente se indican las expresiones utilizadas en la normativa para reducir el espectro. El euro código (EC 8-I, 2005) utiliza el factor  $\eta$ , menor que la unidad para reducir el espectro, la norma estadounidense (ASCE-7, 2016; ASCE-7, 2016) y el proyecto de reglamento argentino utilizan un factor  $B$  por el cual se divide el espectro, en consecuencia, es mayor que la unidad. En la Figura 4.3 se presentan ambos coeficientes, se observa que la diferencia entre ambos es mínima, sin embargo, en esta tesis se aplica el indicado por la norma americana.

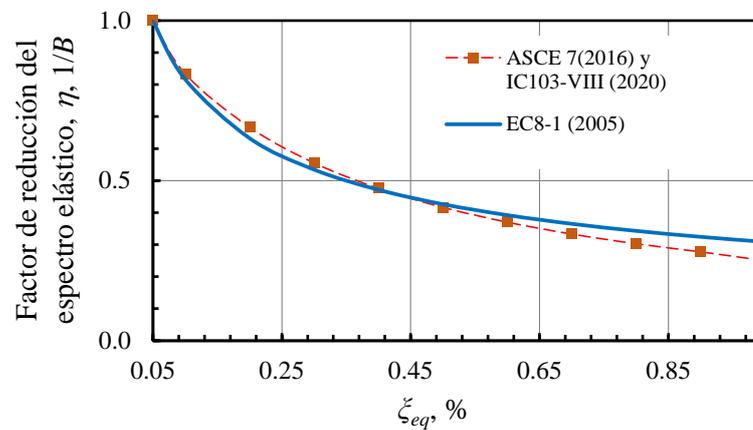


Figura 4.3. Factor de reducción del espectro elástico según distintas normativas.

En el espectro en desplazamientos reducido se ingresa con  $d^*$  y se determina  $T_e$  del SUGLE. En la Figura 4.4 se muestra el espectro elástico e inelástico en desplazamientos, donde ingresando con  $d^*$  se obtiene  $T_e$ .

Es importante destacar que el desplazamiento debe ser compatible con el daño y desempeño asociado, tal como se indicó en las limitaciones del método.

El corte basal de demanda se determina como el producto del desplazamiento objetivo y la rigidez efectiva, obtenida despejando de la expresión (4.4). Este cortante se compara con la capacidad obtenida mediante AENL. En caso de ser inferior resulta necesario incorporar resistencia y/o rigidez con el sistema de disipación.

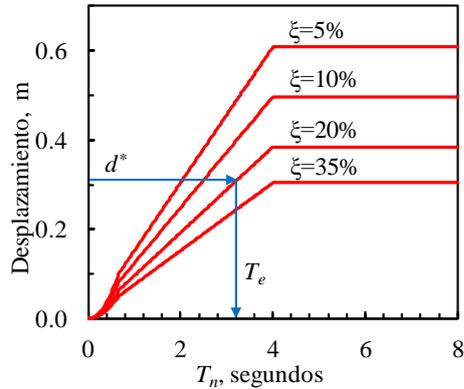


Figura 4.4 .Espectro de desplazamientos reducido por AVE para determinar  $T_e$ .

#### 4.3.1.4 Determinación del desempeño objetivo de la estructura

Con la necesidad de incorporar resistencia y/o rigidez, se define el desplazamiento objetivo,  $d_p^*$ , en función del desempeño esperado. Debe tenerse presente que  $d_p^* \leq d^*$ , caso contrario el refuerzo debe plantear un aumento de la capacidad de deformación.

En este trabajo se proponen las limitaciones en desplazamientos indicadas en el FEMA (FEMA-356, 2000), mostradas en la Tabla 4.1 para estructuras de pórticos de hormigón armado y acero. Si bien hay normativa más actualizada al respecto (Priestley, 1993), la misma no presenta criterios generales de desempeño, enfocándose en rotaciones locales, las cuales resulta difícil definir en etapa de diseño. En el capítulo 2 se trató en profundidad el diseño basado en desempeño y los límites normativos.

Tabla 4.1. Distorsiones máximas según límites de desempeño (FEMA-356, 2000).

Tipología estructural	Distorsiones máximas		
	Ocupación Inmediata, IO	Seguridad de Vida, LS	Prevención del Colapso, CP
Pórticos de hormigón armado	0.01	0.02	0.04
Pórticos de Acero	0.007	0.025	0.05
Estructuras de acero arriostradas	0.005	0.015	0.02
Tabiques de hormigón armado	0.005	0.01	0.02
Tabiques de mampostería no armada	0.001	0.005	0.006
Tabiques de mampostería armada	0.002	0.006	0.015
Estructuras de paneles de madera	0.01	0.02	0.03

### 4.3.2 Primer paso: Caracterización del sistema original

Este paso consiste en caracterizar el SO mediante un SUGLE (Figura 4.5), a través del corte basal,  $V_{SO}^*$ , del desplazamiento de fluencia,  $d_{ySO}^*$ , y del desplazamiento objetivo,  $d_P^*$ , términos definidos en el paso preliminar.

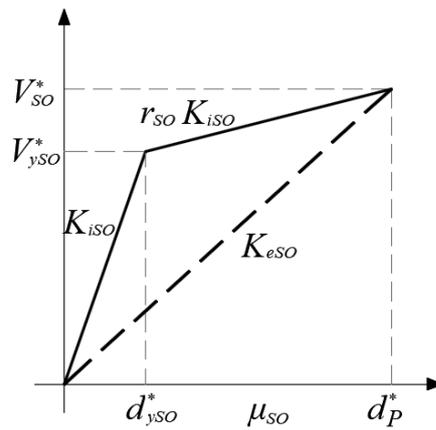


Figura 4.5. Caracterización del SUGLE para el SO.

Luego se determina el AVE,  $\zeta_{SO}$ . Para ello, y según lo concluido en el capítulo 3 de esta tesis se adopta la expresión (4.7) para pórticos de hormigón armado (Yan, et al., 2018) y la expresión (4.8) para estructuras de pórticos metálicos (Priestley, et al., 2007).

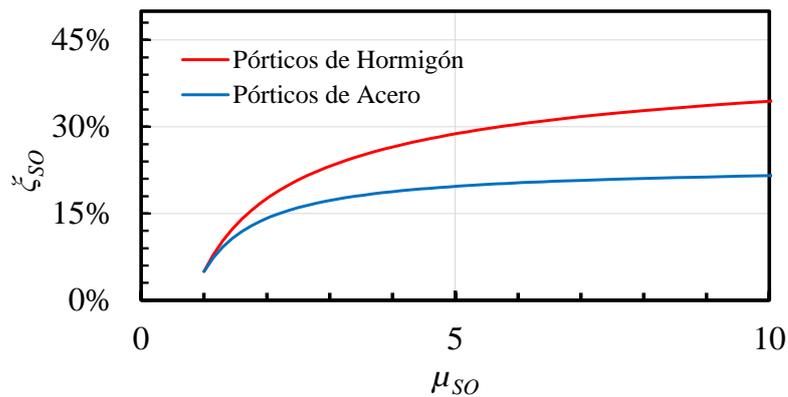


Figura 4.6. Relaciones de AVE (Yan, et al., 2018; Priestley, et al., 2007).

Ambas expresiones son dependientes de la ductilidad de desplazamiento únicamente. La rigidez efectiva,  $K_{eSO}$ , se determina como en cociente entre  $V_{SO}^*$  y  $d_p^*$ . En la Figura 4.6 se muestran las variaciones del AVE.

### 4.3.3 Segundo Paso: AVE en el sistema de disipación

El SD se caracteriza a través de la ductilidad,  $\mu_{SD}$ , y del AVE,  $\xi_{SD}$ , únicamente. Para ello, el comportamiento del sistema histerético se simplifica por medio de una curva bilineal donde la rigidez posterior a la fluencia es proporcional a la rigidez elástica del sistema. La capacidad de ductilidad de estos dispositivos está directamente ligado al material y a la tecnología de construcción. Así, por ejemplo, para sistemas de BPR se pueden adoptar ductilidades de hasta 10 para TD y 20 para TMC para cumplir con los protocolos de ensayos (Aguaguña, et al., 2019).

Entonces, para determinar el AVE del SD, y según lo comentado en el capítulo 3 de esta tesis se aplica la expresión (3.36) transcrita en la expresión (4.9), para sistemas bilineales (Liu, et al., 2014b), dependiente de la ductilidad del sistema,  $\mu_{SD}$ , del factor de endurecimiento posterior a la fluencia,  $r_{SD}$ , y del período inicial del sistema de disipación,  $T_{iSD}^*$ . Donde  $T_{iSD}^*$  se obtiene del paso 5.

$$\xi_{SD} = 0.05 + \frac{2(1 - r_{SD})(\mu_{SD} - 1)}{\pi\mu_{SD}[1 + r_{SD}(\mu_{SD} - 1)]} * \frac{1}{(0.7763 + 0.2886T_{iSD}^*) + \frac{(0.5651 + 1.841 T_{iSD}^*)}{\exp(r_{SD} \mu_{SD})}} \quad (4.9)$$

Dado que  $T_{iSD}^*$  es desconocido resulta necesario iterar. Según la expresión (4.9), mostrada en la Figura 4.7, el amortiguamiento viscoso equivalente se incrementa conforme aumenta el  $T_{iSD}^*$ . por ello, si se adopta un periodo inicial mayor al real luego al determinar el amortiguamiento viscoso equivalente será inferior al adoptado inicialmente. De esta forma el diseño resultará conservador, si se requiere se puede ajustar el valor del  $T_{iSD}^*$ .

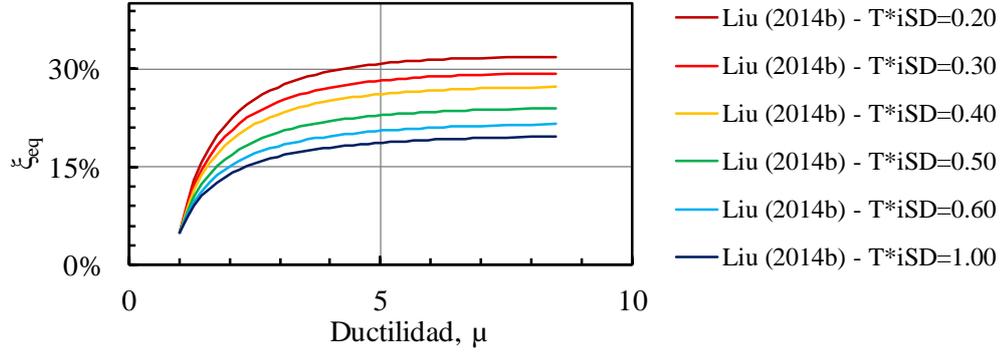


Figura 4.7 .Relación de amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema histerético de disipación (Liu, et al., 2014b).

#### 4.3.4 Tercer Paso: AVE del sistema reforzado

El AVE del SR,  $\xi_{SR}$ , se determina mediante la expresión (4.10) deducida en el capítulo 3, bajo el concepto de amortiguamiento de sistemas en paralelo.

$$\xi_{SR} = \xi_v + \frac{\xi_{SO}\sqrt{V_{SO}^*} + \xi_{SD}\sqrt{V_{SD}^*}}{\sqrt{V_{SO}^* + V_{SD}^*}} \quad (4.10)$$

Donde  $V_{SD}^*$  es el corte basal del SD y las demás variables ya han sido definidas. En esta instancia  $V_{SD}^*$  es desconocido, por tanto, se debe adoptar un valor y luego iterar hasta el quinto paso para encontrar el corte basal del SD.

#### 4.3.5 Cuarto Paso: Rigidez y resistencia del sistema reforzado

Determinado  $\xi_{SR}$  se reduce el espectro elástico de diseño con alguna expresión mostrada en la Figura 4.3 y luego se obtiene el periodo efectivo del SR,  $T_{eSR}$ , en función del  $d_P^*$ , como se indica en la Figura 4.4. De la expresión (4.4) se deduce la expresión (4.11) para determinar la rigidez efectiva del SR,  $K_{eSR}$ , a partir de  $m_e$ , expresión (4.3). La resistencia del SR,  $V_{SR}^*$ , se obtiene con la expresión (4.12).

$$K_{eSR} = m_e \left( \frac{2\pi}{T_e} \right)^2 \quad (4.11)$$

$$V_{SR}^* = V_{SO}^* + V_{SD}^* \quad (4.12)$$

### 4.3.6 Quinto Paso: Rigidez y resistencia del sistema de disipación

La rigidez efectiva del SD,  $K_{eSD}$ , se obtiene con la expresión (4.13), para completar la rigidez del SR. Esta  $K_{eSD}$  asociada a un  $d_p^*$ , representa el corte basal de la expresión (4.14), el cual debería ser igual al adoptado en la expresión (4.10), caso contrario debe iterarse hasta encontrar un valor aproximado. Se destaca que generalmente son necesarias dos o tres iteraciones para que converja el proceso.

Luego, en función de  $r_{SD}$ , se determina la fuerza de plastificación del SD, expresión (4.15). En la Figura 4.8 se muestran los parámetros del SD. El desplazamiento de fluencia,  $d_{ySD}^*$ , se obtiene con la expresión (4.19), y con (4.20) y (4.21) se obtiene  $K_{iSD}$  y  $T_{iSD}$ .  $T_{iSD}$  se debe comparar con el utilizado para determinar el AVE del SD en el paso 2, en caso de ser distintos se debe iterar con el mencionado paso.

$$K_{eSD} = K_{eSR} - K_{eSO} \quad (4.13)$$

$$V_{SD}^* = K_{eSD} d_p^* \quad (4.14)$$

$$V_{ySD}^* = \frac{V_{SD}^*}{1 + r_{SD}(\mu_{SD} - 1)} \quad (4.15)$$

$$d_{ySD}^* = \frac{d_p^*}{\mu_{SD}} \quad (4.16)$$

$$K_{iSD} = \frac{V_{ySD}^*}{d_{ySD}^*} \quad (4.17)$$

$$T_{iSD} = 2\pi\sqrt{m_e/K_{iSD}} \quad (4.18)$$

De esta forma quedan definidas las propiedades del SO, SD y SR mediante el corte basal, ductilidad y desplazamiento objetivo para un nivel de desempeño, TD en este caso. El paso siguiente es la distribución de las propiedades del SD entre los distintos niveles de la estructura, aunque en caso de haber seleccionado más de un nivel de desempeño será necesario primero evaluar el comportamiento del SR para dicho nivel, paso siguiente.

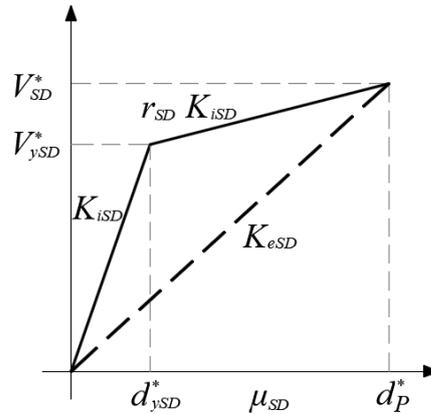


Figura 4.8. Comportamiento bilineal del sistema de disipación.

#### 4.3.7 Sexto Paso: Verificación para otro objetivo de desempeño

Definido el SR se verifica el desempeño para un nivel de intensidad sísmica mayor, TMC en este caso, congruente con los reglamentos más reconocidos. Esto requiere verificar que la  $V_{SR}^*$  y  $\mu_{SD}$  sean consistentes con la demanda del TMC. Para una demanda mayor es necesario aceptar un desplazamiento objetivo mayor de la estructura.

Con el nuevo desplazamiento objetivo se determina el AVE del SO con la expresión (4.7) o (4.8). También se determina el AVE del SD, expresión (4.9). Con la expresión (4.10) se determina el AVE del SR. Este AVE permite reducir el espectro en desplazamientos para el TMC y determinar el  $T_{eSR}$ ,  $K_{eSR}$  y  $V_{SR}^*$  con las expresiones (4.11) y (4.12). El esfuerzo de corte obtenido se compara con el obtenido para TD, expresión (4.12), el mayor de ambos será el que deberá utilizarse para el diseño. En esta instancia también se debe verificar que la ductilidad del sistema de disipación sea admisible con el sistema de disipación adoptado.

### 4.3.8 Séptimo Paso: Distribución de rigidez y resistencia

Determinadas las propiedades del SD,  $V_{SD}^*$ ,  $K_{eSD}$  y  $\mu_{SD}$ , se distribuyen entre los distintos niveles de la estructura, manteniendo la proporcionalidad con el primer modo de vibración del SO. Esta forma de distribución puede no resultar la más conveniente técnica y económicamente, pero a los fines del estudio, y por simplicidad se adopta. Sin embargo, desde lo técnico, por ejemplo, podrían utilizarse distribuciones dependientes de la distorsión de cada nivel (daño asociado). Y desde lo económico unificar disipadores en niveles para simplificar la fabricación de los mismos.

La fuerza del SD en cada nivel,  $f_{ySDi}$ , se obtiene con la expresión (4.19), donde el subíndice  $i$  representa el nivel de la estructura. La resistencia del SD por nivel,  $v_{ySDi}$ , se obtiene con la expresión (4.20).

$$f_{ySDi} = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n m_n \phi_n} \times V_{ySD}^* \quad (4.19)$$

$$v_{ySDi} = \sum_{k=1}^n f_{ySDk} \quad (4.20)$$

La rigidez de cada nivel,  $k_{SDi}$ , se determina con la expresión (4.21) en función de la resistencia del nivel, del desplazamiento de fluencia,  $d_{ySD}^*$ , y el desplazamiento relativo del nivel, expresión (4.21).

$$k_{SDi} = \frac{v_{ySDi}}{(\phi_i - \phi_{i-1})d_{ySD}^*} \quad (4.21)$$

Generalmente el sistema de disipación se conforma con más de un dispositivo por nivel y presentan un determinado ángulo con la horizontal. Así, la fuerza en cada disipador,  $v_{ySDi,j}$ , se determina con la expresión (4.22), donde  $n_{SDi}$  es la cantidad de dispositivos por nivel y  $\alpha_j$  el ángulo del disipador  $j$  con la horizontal. Para el caso de la rigidez se aplica la expresión (4.23).

$$v_{ySDi,j} = \cos \alpha_j \frac{v_{ySDi}}{n_{SDi} \cos \alpha_j} \quad (4.22)$$

$$k_{SDi,j} = \frac{k_{SDi}}{n_{SDi} \cos^2 \alpha_j} \quad (4.23)$$

En la Figura 4.9 se muestra un esquema de disipadores para el caso de diagonales, aunque también el sistema de disipación podría estar conformado por diagonales tipo *chevron* en cuyo caso solo se modificaría la geometría y la obtención del ángulo de incidencia.

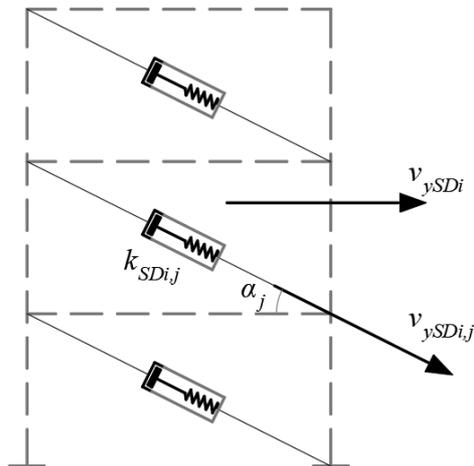


Figura 4.9 .Esquema de ubicación de los disipadores en la estructura.

Entonces quedan definidas las propiedades de los disipadores en todos los niveles de la estructura. El siguiente paso, fuera del alcance de este trabajo, sería el dimensionamiento de los dispositivos y de los sistemas de unión a la estructura existente. A modo de resumen se presenta la Figura 4.10 donde se concentran los 7 pasos propuestos en el método de diseño.

De esta forma, se ha presentado el método de diseño propuesto, de bajo costo computacional, para refuerzo de estructuras existente. Como se indica en la introducción, en los capítulos 6 y 7 se presentan aplicaciones del método.

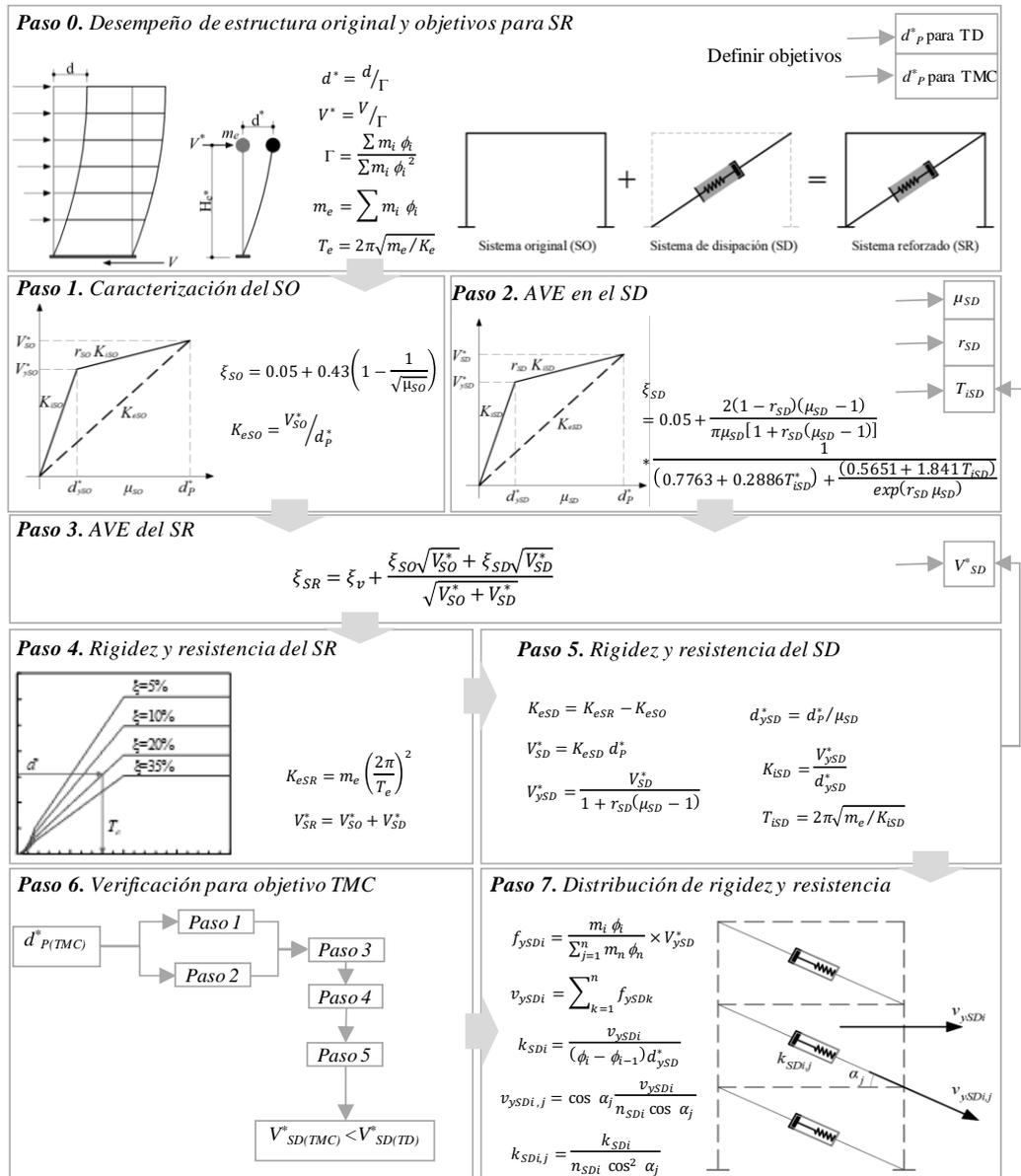


Figura 4.10 .Resumen del método propuesto para el refuerzo de estructuras.

Para implementar el método se desarrolla una aplicación en Microsoft Excel; CALDIS v1.1, donde el ingeniero estructural ingresa una cantidad mínima de datos y obtiene las propiedades del sistema de disipación para el ADNL, mientras observa algunos gráficos que muestran el desempeño de la estructura. En la Figura 4.11 se muestra una vista de la aplicación y en el anexo A se presenta un pequeño manual de usuario de CALDIS

v1.1. Se destaca que este *software* se encuentra en proceso de patentamiento con el expediente indicado al inicio del capítulo.

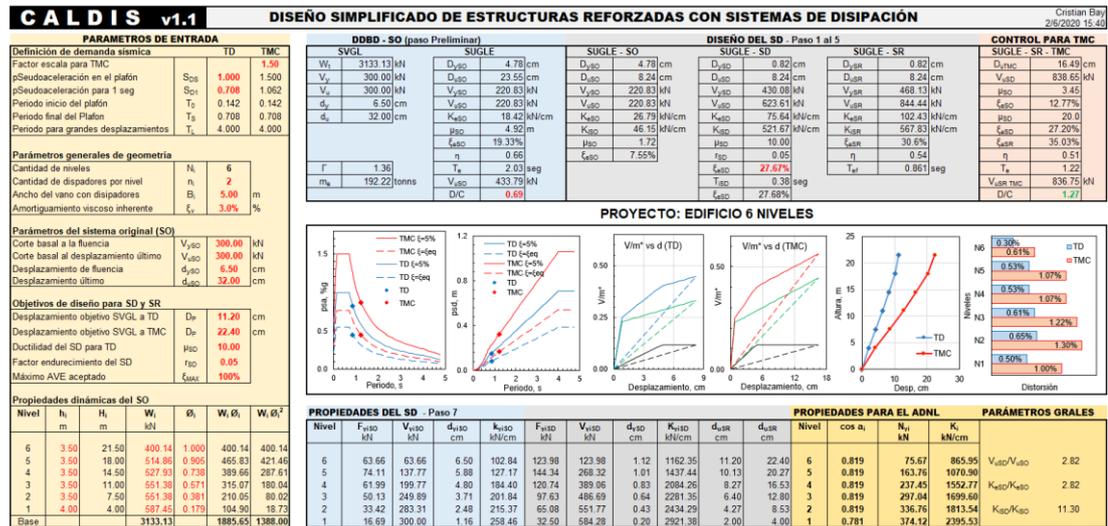


Figura 4.11. Pantalla principal del *software* CALDIS v1.1. para aplicación del método.

#### 4.4 Variante del método para estructuras nuevas

El método ha sido formulado para el refuerzo de estructuras existentes tal como se establece en el objetivo principal de esta tesis, sin embargo, con algunas consideraciones es posible su aplicación a estructuras nuevas.

En este caso el sistema original estaría formado por la estructura convencional, la cual debe ser definida con algún criterio de diseño. Por ejemplo, podría ser que no incurriera en el rango inelástico para disminuir el daño. O también, estar asociado a un corte basal mínimo para cumplir aspectos reglamentarios.

Luego de definido el sistema convencional se realiza el AENL y se aplican los mismos pasos que en estructuras existentes.

Como se expresó en la introducción, en el capítulo 8 se aplica el método al diseño de una estructura nueva según los lineamientos del proyecto de reglamento argentino sobre disipación de energía que tiene las bases de la norma estadounidense (ASCE-7, 2016).

## 4.5 Conclusiones

En este capítulo se ha presentado la formulación del método propuesto para el diseño de estructuras existentes reforzadas con sistemas histeréticos de disipación pasiva de energía, sin embargo, con algunas variantes puede ser aplicado a estructuras nuevas.

El método es de fácil implementación y bajo costo computacional y permite determinar las propiedades del sistema de disipación para dos niveles de demanda sísmica. Posterior a esta etapa debe realizarse una verificación mediante técnicas más precisas, p.e. análisis dinámico no lineal y diseñar la estructura y las conexiones por capacidad.

En la primera parte se plantearon las hipótesis de la formulación, básicamente son las mismas que presenta el DDBD propuesto por Priestley a principios de siglo.

Luego se establecieron las limitaciones del método, en general relacionadas a acotar la formulación en este trabajo, p.e. la regularidad en planta de la estructura, y en otros casos relacionados con las hipótesis previamente establecidas.

Posteriormente se presentó una alternativa para evaluar la estructura existente mediante el DDBD y luego sí, la formulación propia del método en siete pasos. El método es directo, aunque presenta dos instancias de iteración de rápida convergencia. Para la determinación del amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura reforzada, considerada como un sistema en paralelo, se utilizó el desarrollo analítico presentado en el capítulo 3. Una vez que se caracterizó el sistema de disipación, se distribuyen las propiedades entre los distintos niveles respetando la forma de vibrar del primer modo. El método también permite verificar el desempeño para un nivel de intensidad sísmica mayor. Además, se presentaron algunas variantes para aplicar el método a estructuras nuevas.

Por último, el desarrollo del método propuesto resulta una herramienta de fácil implementación en la comunidad ingenieril en el refuerzo de estructuras, en los capítulos siguientes se presentarán diversas aplicaciones y se mostrarán los excelentes resultados obtenidos de los ADNL.

## Capítulo 5

# Demanda Sísmica

### 5.1 Introducción

La definición de acción sísmica es un problema abordado previo al análisis y diseño de estructuras. Entonces, resulta necesario determinar la acción sísmica para aplicar el método de diseño propuesto y, para validar y contrastar los resultados mediante el ADNL, definido en el capítulo 2.

El movimiento sísmico resulta complejo y es considerado un proceso aleatorio, que requiere estudios basados en análisis estocásticos y en la teoría de probabilidades. Sin embargo, en el pasado se han utilizado definiciones deterministas de la acción sísmica que siguen vigentes hoy en día, debido a su fácil implementación y también a la poca disponibilidad de registros sísmicos en ciertas zonas. Esta definición de la acción sísmica, a través de espectros de diseño, se aplica en el método propuesto en esta tesis.

La demanda sísmica en los ADNL se realiza a través de los registros sísmicos. Y considerando la fuerte dependencia del tipo de registro es que la selección y cantidad resulta un tema importante, y sobre el cual no hay consenso en la comunidad ingenieril.

En esta tesis se trabaja con demandas determinísticas que es el que tratan las normas actuales. Aunque, los criterios probabilísticos cada vez más son utilizados en investigación, entonces una necesidad a futuro será implementar criterios probabilísticos

para el método de diseño propuesto. Para profundizar sobre el tema se invita al lector a revisar el documento FEMA P-58 (2018).

El objetivo de este capítulo es definir la acción sísmica: (i) en el método propuesto en el capítulo 4; y (ii) en los ADNL necesarios para contrastar y validar mediante ADNL en los edificios estudiados en los capítulos siguientes.

En la sección 5.2 se define la acción sísmica para el método de diseño propuesto en este trabajo. También se tratan los niveles de demanda sísmica, aspectos normativos nacionales e internacionales.

En la sección 5.3 se aborda la demanda sísmica en el ADNL. Comienza la crítica con la selección de registros y métodos de escalamientos, luego aspectos normativos internacionales y finalmente se definen los registros a utilizar en los capítulos siguientes.

## **5.2 Demanda sísmica para el método propuesto**

El método de diseño propuesto en el capítulo 4 requiere de la demanda sísmica para determinar las propiedades del sistema histerético de disipación.

Para modelos con un comportamiento lineal elástico, se permite el desacoplamiento modal del sistema de ecuaciones de movimiento, y la definición de la acción sísmica mediante espectros de respuesta. Este tipo de definición se utiliza en la mayoría de las normas sísmicas actuales para el análisis y diseño de estructuras. La aplicación de procedimientos de análisis que utilicen tal definición permite solamente la obtención de valores máximos de la respuesta estructural.

Entonces, los espectros de respuesta representan una definición del movimiento sísmico del terreno, para aplicar en el análisis de estructuras. Su gran ventaja reside en que permiten una descripción de las características más importantes de la respuesta, sin necesidad de disponer de una historia temporal de la excitación sísmica. Mediante el estudio de espectros de respuesta correspondientes a un número suficiente de terremotos registrados en una determinada región, es posible la estimación de la forma de un espectro típico para dicha región, que luego de suavizado y definido mediante parámetros característicos, se lo denomina espectro de diseño. Por lo tanto, un espectro

de diseño es una representación gráfica suavizada que simula las características esenciales de un espectro de respuesta (Clough & Penzien, 2010).

Estos espectros de diseño se definen, generalmente en aceleraciones, pues es la forma que en que el método basado en fuerzas utiliza la demanda (tema tratado en el punto 2.2.2.1). Considerando que el método propuesto en el capítulo 4 se basa en los conceptos del diseño basado en desplazamientos, resulta necesario transformar los espectros en aceleraciones en espectros en desplazamientos. Esto se realiza dividiendo las ordenadas por la frecuencia al cuadrado en cada periodo del espectro.

En esta sección primero se definen distintos niveles de demanda sísmica según las normas estadounidenses (ATC-3, 1978; ASCE-7, 2016), luego se referencia la normativa nacional y la peligrosidad de la provincia de Mendoza, lugar de emplazamiento de los edificios estudiados en los capítulos 6, 7 y 8.

### **5.2.1 Definición de los niveles de demanda sísmica**

Resulta necesario definir ciertos niveles de demanda sísmica, así surgen los conceptos de terremoto máximo esperado (TME), terremoto máximo considerado (TMC) y terremoto de diseño (TD), descriptos a continuación. El TMC es conocido en la normativa americana como  $MCE_R$  (*risk-targeted maximum considered*).

#### **5.2.1.1 Terremoto máximo esperado**

El TME se corresponde con una interpretación determinística del fenómeno. Se refiere al evento de mayor magnitud que es capaz de generar una fuente sismogénica. Este concepto está relacionado con la magnitud máxima esperada y no debe confundirse con el terremoto máximo considerado (Frau, 2009). Concepto que no es aplicado únicamente para definir un nivel de demanda sísmica.

#### **5.2.1.2 Terremoto máximo considerado**

La mayoría de los reglamentos sismorresistentes actuales utilizan las aceleraciones máximas para establecer los niveles del movimiento del terreno. Para la determinación de estos parámetros en algunos casos se requieren análisis determinísticos, los cuales consideran un máximo nivel del movimiento proveniente de un escenario sísmico

específico; o bien análisis probabilísticos que establecen el movimiento esperado para una probabilidad de excedencia anual especificada proveniente de todas las fuentes posibles (Frau, 2009).

La comunidad científica de Estados Unidos a fines de los 90 introdujo importantes modificaciones en lo referente a la caracterización del movimiento del terreno para el diseño sísmico, como consecuencia, fundamentalmente del terremoto de Northridge de 1995 (FEMA-273, 1997). La intención fue desarrollar una norma simple que incluyera las distintas regiones sísmicas que integran ese extenso país. En ese documento la premisa fue que, los niveles de diseño establecidos dieran como resultado márgenes uniformes de seguridad sísmica tanto en regiones de alta sismicidad como en aquellas de moderada o baja sismicidad. Con este fin se definió el TMC.

Entonces el TME está relacionado con el mayor terremoto que puede generar una fuente sismogénica, mientras que el TMC está asociado al nivel de terremoto que debe considerarse para el diseño de manera que, las construcciones presenten un adecuado margen de seguridad ante el TMC y puedan mantenerse en pie sin colapso para el TME (Frau, 2009).

### **5.2.1.3 TMC en zonas de elevada sismicidad**

El TMC está definido sobre una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, esto permite absorber la ocurrencia de prácticamente todos los terremotos históricos, especialmente en zonas de moderada sismicidad.

En zonas de elevada sismicidad, como por ejemplo California (EE. UU.), la caracterización del movimiento con el 2%/50 años es, en general, conservadora y supera en más de un 50% el nivel de diseño recomendado por las últimas ediciones del UBC. Entonces, un comité de ingenieros y geólogos designados especialmente para la actualización del NEHRP (1998), se encargó de analizar el margen contra el colapso de estructuras existentes diseñadas convencionalmente en los Estados Unidos y determinó que el margen entre las acciones de diseño y la resistencia última real de la estructura era de aproximadamente 1.5. En consecuencia, se estableció que este margen de 1.5 era adecuado para pasar del TD al TMC considerando una probabilidad de falla del 2%/50 años.

Así, según una publicación del FEMA (FEMA 450-2, 2003) en zonas de alta sismicidad el TMC se define por límites que se denominan pisos. Estos pisos están determinados por las aceleraciones espectrales correspondientes a periodos de 0.2 y 1.0 seg.

Entonces para el TMC en zonas cercanas a las fallas emplazadas en regiones tectónicamente activas, la estimación determinística del movimiento del suelo incrementado por 1.5 resulta en aceleraciones más pequeñas que las correspondientes a una probabilidad de ocurrencia 2%/50 años, por ello esta definición en las cercanías a las fallas debe modificarse de acuerdo con factores según a las características de la falla y la distancia de emplazamiento de la edificación. En la Figura 5.1 se muestra la definición de TMC en las cercanías y lejanías de las fallas según se estableció en el FEMA (FEMA 450-2, 2003).

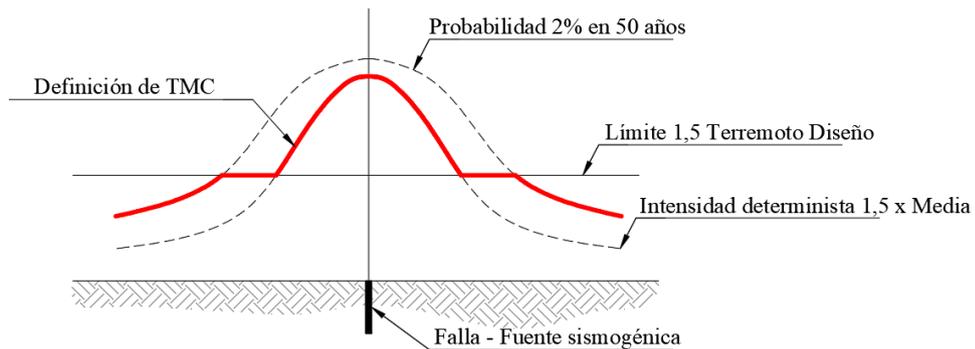


Figura 5.1. TMC en las cercanías de la falla (FEMA 450-2, 2003).

#### 5.2.1.4 Terremoto de diseño

En base al TMC se define el terremoto de diseño (TD) que corresponde al nivel de protección de seguridad de vidas que prescriben las normativas internacionales. Actualmente en los Estados Unidos para todas las estructuras y en cualquier ubicación se define el TD como  $\frac{2}{3}$  del TMC. Entonces para obtener los espectros de diseño se deben multiplicar las ordenadas espectrales por el factor  $\frac{2}{3}$ . De forma implícita se obtiene una probabilidad de ocurrencia del evento sísmico de 10%/50 años.

## **5.2.2 Normativa nacional sismo resistente**

Con el objetivo de contextualizar la situación actual en nuestro país, en cuanto a reglamento sismorresistente, primero se aborda la evolución de los reglamentos, y luego una breve descripción del actual reglamento nacional (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

### **5.2.2.1 La evolución de los reglamentos**

La provincia de Mendoza y San Juan han fundado las bases en materia sísmica en nuestro país. Después del terremoto de 1944 en San Juan comienzan los trabajos serios por redactar un reglamento antisísmico. En 1964 se redactó el Proyecto de Reglamento Argentino para Estructuras de Hormigón Armado (PRAEH), el cual nunca fue aplicado oficialmente, pero marcó un inicio para la actividad profesional.

En 1970 el Consejo Nacional de Construcciones Antisísmicas y de Reconstrucción de San Juan, dictó las Normas CONCAR-70, de aplicación obligatoria en la Provincia de San Juan y en 1972 de aplicación en todo el país.

También, en la década del '70 surge el Código de Construcciones Antisísmicas para la Provincia de Mendoza, el cual establecía un coeficiente sísmico único de diseño basado en sismicidad histórica y con niveles similares a los considerados aceptables en el resto del mundo (del orden del 10% del peso de la construcción). Este reglamento se utilizó para el diseño de muchos edificios de la época, sobre todo en el municipio de la Capital de la provincia.

Con la creación del Instituto Nacional de Prevención sísmica, INPRES, en 1972 se realizó una versión mejorada de las CONCAR-70 denominadas Normas Argentinas Antisísmicas (NAA80), siendo de aplicación obligatoria en nuestro país. Hasta 1983, que el mismo INPRES junto al CIRSOC ponen a disposición la primera versión de las INPRES-CIRSOC 103 que reemplazan a las normativas anteriores.

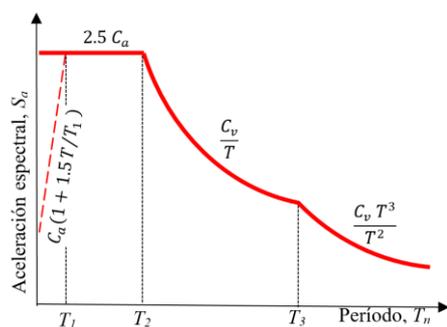
En la provincia de Mendoza, y con motivo del terremoto del 16 de enero de 1985, se realizó una actualización del reglamento local, Código de Construcciones Sismorresistente de la Provincia de Mendoza (CCS-MZA-87), que entra en vigor en la provincia en 1987.

En 1991 la Subsecretaria de Obras y Servicios Públicos de la Nación dictó la Resolución 18/91 y puso en vigencia el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (1991). Este reglamento fue actualizado en 2013 y luego en 2018, en vigencia actualmente (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). La determinación de la acción sísmica ha seguido los lineamientos de la norma americana, así las NAA-80 estuvieron basadas en el ATC-3 (1978), al dividir el país en 5 zonas sísmicas (zona 0 de reducida peligrosidad a zona 4 de muy elevada peligrosidad sísmica). Esta zonificación se mantiene aún hoy en la última versión del reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

### 5.2.2.2 El reglamento actual INPRES-CIRSOC 103-Parte I (2018)

El actual reglamento argentino INPRES-CIRSOC 103 tiene sus bases en los reglamentos estadounidenses con excepción de la parte II (Diseño de Estructuras de hormigón armado) que continúa con los lineamientos de la norma neozelandesa de diseño por capacidad (NZS3101:P1, 2006).

El reglamento define la demanda sísmica para el TD. Se utilizan espectros elásticos establecidos en el reglamento de acuerdo con la zona sísmica, tipo espectral y amortiguamiento. Se definen 6 sitios de emplazamientos (de  $S_A$  a  $S_F$ ) y tres tipos espectrales, Tipo I ( $S_A$ ,  $S_B$  y  $S_C$ ), Tipo II ( $S_D$ ) y Tipo III ( $S_E$ ). En la Figura 5.2 se presenta el espectro y la tabla de coeficientes para el armado. Los espectros están formados por cuatro ramas, una ascendente (ignorada en el método estático), un plafón y dos ramas descendentes, la última para limitar los desplazamientos máximos.



a. Espectro de diseño

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	$C_a$	$C_v$	$C_a$	$C_v$	$C_a$	$C_v$	$C_a$	$C_v$
1 ( $S_A, S_B, S_C$ )	$0,37 N_s$	$0,51 N_v$	$0,29 N_s$	$0,39 N_v$	$0,18$	$0,25$	$0,09$	$0,13$
2 ( $S_D$ )	$0,40 N_s$	$0,59 N_v$	$0,32 N_s$	$0,47 N_v$	$0,22$	$0,32$	$0,12$	$0,18$
3 ( $S_E$ )	$0,36 N_s$	$0,90 N_v$	$0,35 N_s$	$0,74 N_v$	$0,30$	$0,50$	$0,19$	$0,26$

b. Parámetros para definir el espectro

Figura 5.2. Espectro de diseño según el reglamento (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

En el reglamento se han considerado coeficientes para tener en cuenta los efectos de cercanía y directividad de la falla, por el momento son constantes,  $N_a = 1$  y  $N_v = 1.2$ .  $C_a$  es la aceleración de arranque y  $C_v$  la aceleración a 1.0 segundo y la amplificación máxima considerada es de  $2.5 C_a$ .

En la Figura 5.3 se presentan los espectros de diseño para cada zona y tipo de espectro, considerando amortiguamiento del 5%. Se observa cómo se atenúa la aceleración conforme se reduce la peligrosidad sísmica y se incrementa la resistencia del terreno. Excepto, para el tipo espectral III, característico de suelos blandos, en la zona 4 se plastifica reduciendo las aceleraciones que le transmite a la estructura, pero el plafón sufre un alargamiento.

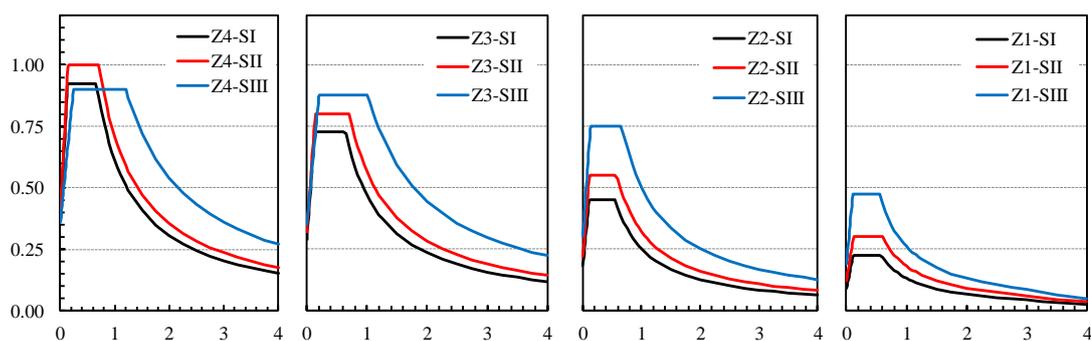


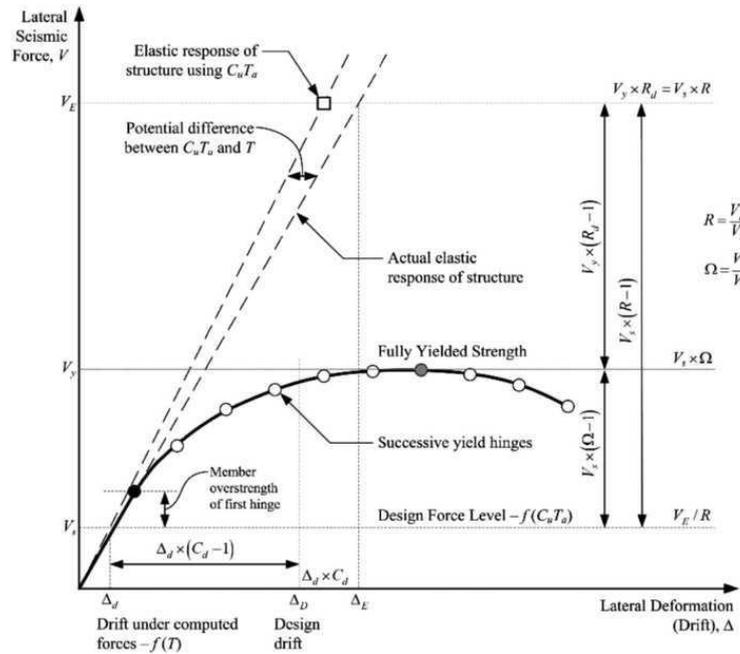
Figura 5.3. Espectros de diseño según el reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

El reglamento presenta prescripciones para análisis lineales, estáticos o dinámicos (modal espectral o de respuesta en el tiempo). Para el caso de los AENL o ADNL son admitidos en casos que la autoridad de aplicación lo requiera, aunque no se establecen lineamientos de ningún tipo. Está claro que es un tema pendiente en nuestro país.

### 5.2.2.3 No linealidad en el reglamento nacional

En el análisis lineal, estático o dinámico, la consideración de la no linealidad se realiza, en forma implícita, mediante coeficientes que son mostrados en la Figura 5.4, tal como lo establece la norma americana (ASCE-7, 2016). La resistencia de diseño de la estructura se obtiene como  $V_S = V_E / R$ . Donde  $V_E$  es la resistencia elástica y  $R$  un

factor que reduce la acción elástica en función del comportamiento esperado (ductilidad y sobrerresistencia), tabulado de acuerdo con la tipología estructural. Si posterior al diseño estructural, se realiza un AENL se observa que la primera rótula se produce por encima de la resistencia de diseño, debido a la sobrerresistencia que presenta la estructura, del diseño y de materiales. Luego la estructura comienza a perder rigidez, pero continúa aumentando la resistencia hasta el punto en que las columnas se plastifican y ahí sí, la resistencia alcanza su valor máximo,  $V_Y$ . Esta resistencia máxima de la estructura se considera que es del orden de  $\Omega * V_S$ , siendo  $\Omega$  un factor de sobrerresistencia tabulado en tablas. Además, para establecer el máximo desplazamiento inelástico se utiliza el factor  $C_d$  que amplifica los desplazamientos de diseño de la estructura. La ductilidad permite absorber el remanente entre la resistencia elástica y la resistencia máxima. En la Figura 5.4 también se presentan algunas relaciones entre los distintos parámetros que permiten comprender como las normas consideran la incursión de la no linealidad en los métodos lineales (Ramirez, et al., 2001).



$$\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_y}; \quad R = \frac{V_e}{V_s} = \Omega_0 R_\mu; \quad \Omega_0 = \frac{V_Y}{V_s}; \quad R_\mu = \frac{V_e}{V_Y}; \quad C_d = \frac{\Delta_i}{\Delta_s} = \mu \Omega_0$$

Figura 5.4. Comportamiento inelástico esperado según la norma (ASCE-7, 2016).

Tanto  $R$ ,  $\Omega$ , y  $C_d$  fueron propuestos por primera vez en el ATC 3-06 (1978) y luego se han ido actualizando conforme avanza el conocimiento en la materia. El reglamento nacional realiza pequeñas modificaciones sobre los valores de la norma estadounidense, en principio para aumentar el margen de seguridad.

#### 5.2.2.4 TMC y TD en el reglamento nacional

Argentina no cuenta con estudios sobre el margen de seguridad de las estructuras diseñadas de acuerdo con los niveles de terremotos indicados en los reglamentos de los últimos 50 años, por ello se han continuado los lineamientos de las normas estadounidense para definir la acción de diseño. El TD establecido en el INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018) tiene asociada la probabilidad de ocurrencia del 10%/50 años, implícita claro está, similar a lo establecido por el ASCE (ASCE-7, 2016).

El actual reglamento no define el TMC por no ser necesario para el diseño de estructuras convencionales. Sin embargo, el proyecto de reglamento para disipación de energía y aislamiento sísmico, tomado de base la norma estadounidense (ASCE-7, 2016) propondrá los coeficientes de la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Definición del TD y TMC según INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018).

Peligrosidad sísmica	Definición del TD	Definición del TMC
4 – Muy elevada	Espectro IC103-Parte I (2018)	1,50 x TD
3 – Elevada	Espectro IC103-Parte I (2018)	1,50 x TD
2 – Moderada	Espectro IC103-Parte I (2018)	1,25 x TD
1 – Reducida	Espectro IC103-Parte I (2018)	1,25 x TD
0 – Muy reducida	Espectro IC103-Parte I (2018)	1,25 x TD

Para zonas cercanas a la falla emplazadas en regiones de elevada sismicidad en nuestro país se han realizado algunos estudios, aunque no han sido incluidos hasta la fecha en las normativas. Frau (2009) realizó su tesis doctoral sobre “Demanda sísmica incluyendo efectos de directividad en zonas *near-fault* de Argentina” y propuso coeficientes que afecten al espectro del TD que permitan considerar el tipo de falla y la distancia entre la fuente sismogénica y emplazamiento de la edificación.

### 5.2.2.5 Peligrosidad sísmica en el Gran Mendoza

Los edificios utilizados en esta tesis se encuentran situados en el Gran Mendoza, una zona con peligrosidad sísmica muy elevada según la zonificación del reglamento nacional (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). En esta zona se pueden manifestar sismos del tipo subductivos y corticales, estos últimos de falla lejana o falla cercana.

Los sismos de origen subductivos, también denominados interplaca se originan en este caso por la convergencia entre la placa de Nazca, que se desplaza de oeste a este a 7 cm/año y la placa sudamericana que se desplaza de este a oeste a 2 cm/año, Figura 5.5. Esta zona, de alta actividad sísmica, ha sido fuente sismogénica de grandes eventos telúricos, como el reciente terremoto de la región del Maule (27 de febrero de 2010) con una magnitud de 8,8  $M_w$  y más de 500 fallecidos como saldo. Por la distancia entre la fuente sismogénica a la zona de estudio de este trabajo, estos terremotos no presentan características destructivas.

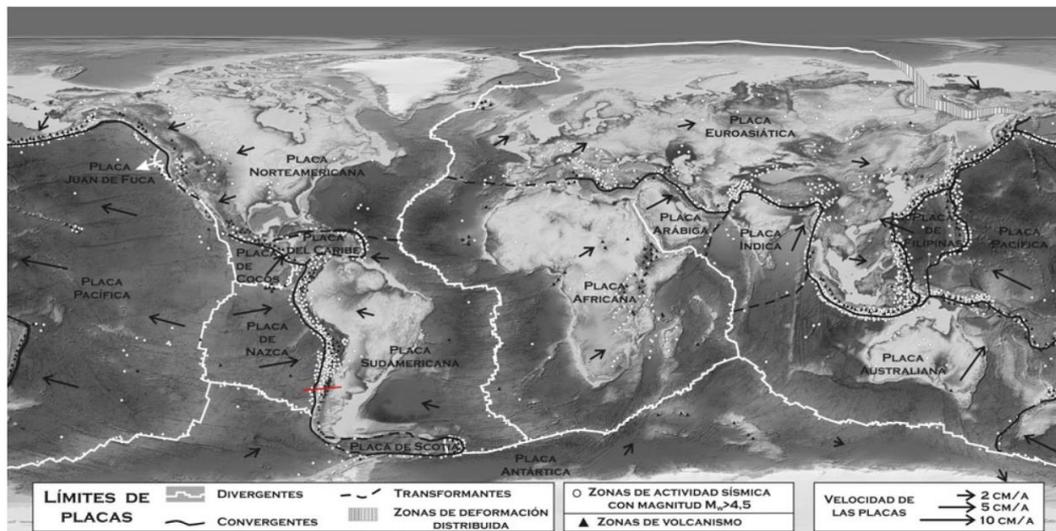
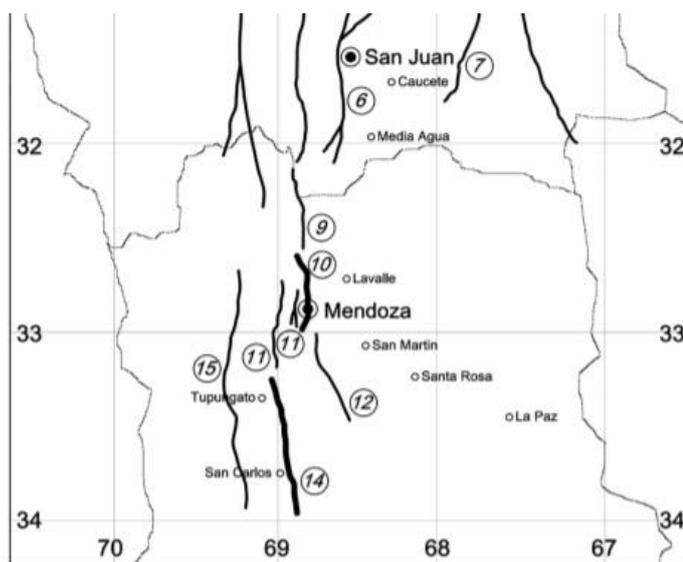


Figura 5.5. Tectónica de placas y tasas de desplazamiento por año (Mescua, et al., 2016).

Los sismos de origen *cortical*, también denominados intraplaca, se originan en el frente oriental de la cordillera de los Andes donde se sitúan gran cantidad de fallas. Los sismos originados por estas fallas son las que presentan mayor riesgo para poblaciones cercanas y donde se han producido sismos destructivos como el de 1861 (Mendoza), 1920 (Costa

de Araujo, Mendoza) y 1985 (Barrancas, Mendoza). En la Figura 5.6 se presenta un esquema de las fallas activas de la provincia de Mendoza, se indica la probabilidad de recurrencia y la magnitud máxima estimada. Estas fuentes sismogénicas, por sus características y cercanía a la zona de estudio, pueden producir terremotos destructivos (Frau & Saragoni, 2005).



N°	Fuente Sísmica	Terremoto Pot. Máximo		Terremoto Hist. Asoc.	
		Magnitud Ms	Recurr. años	Fecha	Mag. Ms
9	Los Cerrillos	7.5	5000		
10	Cerro La Cal	7.0	1300	20-mar-1861	7.0
11	Cerro la Gloria	6.5	10000		
12	Barrancas	7.0	600	26-ene-1985	5.9
13	Melocotón	7.0	4000	22-may-1785	7.0
14	Tupungato	7.0	1000		
15	Cordillera Frontal	7.7	5000		

Figura 5.6. Ubicación de fuentes sísmicas potenciales del centro-oeste argentino (Frau & Saragoni, 2005).

Los sismos corticales generan registros sísmicos en la zona de emplazamiento denominados de campo lejano o campo cercano. Si bien esta clasificación depende de las características del registro, en general se acepta que si la distancia a la fuente sismogénica es mayor a 20 km se denomina de campo lejano, caso contrario de campo

cercano. A su vez, si son de campo cercano puede que el registro tenga características impulsivas, principalmente en el registro de velocidades, en este caso se los denomina de campo cercano con pulso. Estos registros están fuera del alcance de este estudio.

### 5.2.3 Demanda sísmica para los casos de estudio

Los edificios estudiados en los capítulos 6, 7 y 8 de esta tesis, se emplazan en el norte de la provincia de Mendoza, zona 4 (elevada peligrosidad sísmica) y según el sitio se adopta un espectro tipo II. Entonces, según lo abordado en los puntos anteriores resultan los espectros en aceleraciones y desplazamientos indicados en la Figura 5.7. El TMC se construye incrementando el TD por 1.5 según la Tabla 5.1.

Se destaca que el desplazamiento máximo en los espectros en desplazamientos se produce para un periodo de 13 segundos según la normativa nacional. Entonces los desplazamientos máximos para TD resultan de 2 metros. Estudios basados en registros de periodos largos mostraron que el periodo para el cual se produce el desplazamiento máximo no supera 4 segundos (Faccioli, et al., 2004). Se adopta este valor para limitar los desplazamientos máximos en este estudio.

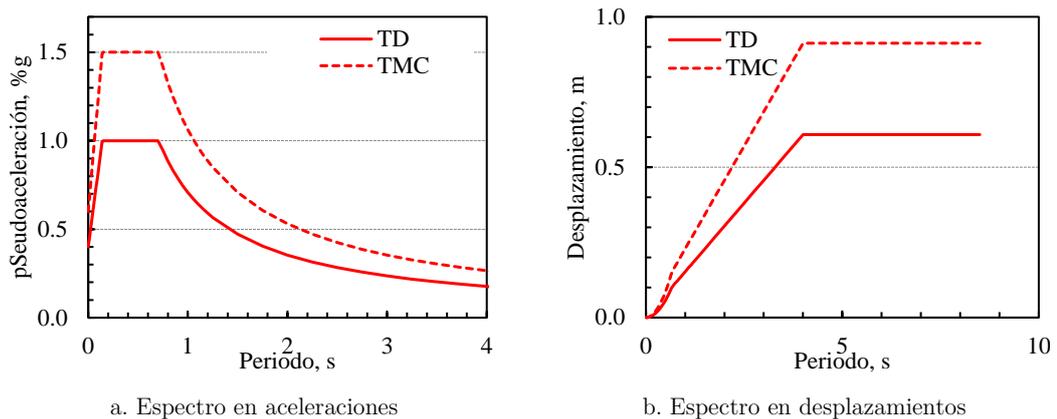


Figura 5.7. Espectros de demanda para los edificios estudiados en la tesis.

### **5.3 Demanda sísmica para el análisis dinámico no lineal**

El objetivo del ADNL es obtener la historia de la respuesta en el tiempo teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura en forma explícita, tema abordado en el capítulo 2 de este trabajo. El ADNL es una herramienta que se utiliza en este trabajo para; (i) cumplimentar aspectos reglamentarios de ciertas estructuras; y (ii) contrastar y validar el método de diseño propuesto. En ambos casos, resulta necesario representar de la forma más real posible las características y propiedades de la estructura y además la cantidad de acelerogramas debe ser la adecuada. Está claro que mientras más registros se utilicen, la respuesta tendrá mayor validez, pero el costo computacional incrementará.

Los acelerogramas reales, que son los registros con los que se cuenta en una zona, en general son escasos, entonces cuando no se cuenta con suficiente cantidad de registros se utilizan acelerogramas artificiales, generados a partir de características geotécnicas específicas, o incluso utilizan acelerogramas sintéticos, los cuales representan un grupo de acelerogramas (Vanmarcke & Gasparini, 1976). Los registros artificiales y sintéticos no son utilizados en esta tesis.

En esta sección se aborda primero la selección de registros, luego las formas de escalamiento y aspectos reglamentarios. Finalmente se seleccionan y escalan registros para los edificios estudiados en los capítulos 6, 7 y 8 de esta tesis.

#### **5.3.1 Selección de registros**

Dado que es imposible conocer las características del acelerograma del terremoto de diseño, resulta necesario utilizar grupos de acelerogramas que representen de la mejor forma posible al TD y TMC. También, es importante que los registros seleccionados presenten similitudes con las características sismogénicas de las fuentes (magnitud y distancia a la falla).

En caso de que no haya registros de eventos en la zona de emplazamiento, como es el caso de la provincia de Mendoza, se plantean dos posibilidades, utilizar registros de una base de datos correctamente seleccionados o utilizar registros generados artificialmente (Vanmarcke & Gasparini, 1976). La base de registros del PEER,

(<https://ngawest2.berkeley.edu/>), permite seleccionar registros eligiendo diversos campos entre los que citan, distancia a la falla, magnitud del evento, fecha, tipo de suelo, entre otros.

Una pregunta recurrente es ¿Cuántos acelerogramas se deben utilizar de manera que la respuesta tenga cierto intervalo de confianza? Para dar respuesta, en primer término, es necesario definir un intervalo de confianza debido a que se está trabajando con un número limitado de registros. Cuando más grande sea el número de acelerogramas, el intervalo de confianza será mayor, pero el tiempo de simulación computacional también incrementará. Los parámetros de respuesta, p.e. la distorsión, tienen distribución de probabilidades log-normal (Benjamin & Cornell, 1970), entonces estableciendo un error del 10% en los resultados se obtiene que se requieren entre 3 y 9 registros para una confiabilidad en los resultados del 68% (Chan, et al., 2005). Aunque estudios posteriores (Heo, et al., 2011) demostraron que 7 registros pueden ser pocos para edificios muy altos donde los modos superiores de vibrar tienen alta participación y se recomiendan 11 registros. La cantidad de registros entre 3 y 7 está en relación con los principales reglamentos sísmicos a nivel mundial (ASCE-7, 2016; NZS3101:P1, 2006; Priestley, 1993; EC 8-I, 2005), en la sección 5.3.3 se vuelve sobre este tema. Definidos los acelerogramas y la cantidad, es necesario escalarlos para ajustar los espectros objetivos, TD o TMD.

### **5.3.2 Escalamiento de registros**

Una vez seleccionados los registros, es necesario escalar dichos registros de manera que se ajusten a la intensidad de los terremotos considerados para el emplazamiento específico del proyecto en estudio. El escalamiento, en general, se realiza para un rango de periodos que incluye al periodo de la estructura analizada y un margen hacia ambos lados. Hacia la derecha del espectro, para tener en cuenta la flexibilización de la estructura por pérdida de rigidez, y hacia la izquierda para considerar los modos superiores de vibrar.

Hay dos métodos para realizar este escalamiento, ajuste por amplitudes (AA) y ajuste espectral (AE), que son brevemente descriptos a continuación.

### 5.3.2.1 Ajuste por amplitudes

El ajuste por amplitudes (AA) consiste en aplicar factores de escala lineales a los acelerogramas, en consecuencia, al espectro de aceleraciones, de forma tal que este se ajuste al espectro objetivo en el rango de periodos establecido. Se recomienda un factor de escala máximo de entre 2 y 4 para evitar la pérdida de características del registro original (Bommer & Acevedo, 2004).

El AA se utilizó desde los comienzos del ADNL. Entre sus ventajas se encuentra que utiliza registros reales, mantiene las frecuencias, permite focalizarse en los periodos de interés y es de fácil implementación en *softwares* de ADNL. Las desventajas del AA son que requiere una gran cantidad de registros, se tiene mucha dispersión entre los resultados y requiere de mucho tiempo computacional, sobre todo en registros que hacen incursionar a la estructura en no linealidades importantes. (Heo, et al., 2011).

### 5.3.2.2 Ajuste espectral

El escalamiento por ajuste espectral (AE) se presenta como una alternativa al AA y se realiza en el dominio del período o de la frecuencia. Este método manipula el contenido de frecuencias y de fases de modo de ajustarse al espectro objetivo. La primera versión del método la propuso Lihanand (Lilhhand & Tseng, 1989), luego, con el advenimiento de las computadoras se desarrolló un algoritmo ampliamente utilizado (Abrahamson, 1992) y en 2006 se actualizó el algoritmo denominado RSPMatch (Hancock, et al., 2006).

En el último tiempo se ha incrementado el uso del AE, principalmente porque reduce notablemente los tiempos de ADNL debido al ajuste del registro al espectro objetivo. Además, presenta menos variabilidad, requiere menos cantidad de registros y, si bien su implementación no es sencilla, hay *softwares* comerciales y educacionales (SeismoMatch, 2020) que ejecutan el algoritmo en poco tiempo. Entre las desventajas se tiene la modificación del registro original y algunos parámetros de respuesta en términos de velocidad y desplazamiento podrían modificarse (Heo, et al., 2011).

Para facilitar el AE se recomienda una tolerancia de entre el 20% y 30% si se trabaja con 7 registros y aumentar la tolerancia para 3 registros (10% al 15%). También, se

recomienda realizar dos pasadas, la primera para un rango de periodos de entre 0.01 y 1 segundo y la segunda para 0.01 a 10 segundos (Franke, 2015).

Hasta aquí se ha realizado una crítica sobre la selección de registros y métodos de escalamiento. A continuación, se realiza una revisión de los aspectos normativos en cuanto a determinación de la demanda para el ADNL.

### **5.3.3 Aspectos normativos**

En esta sección se presenta la crítica de aspectos normativos en términos de selección de registros para el ADNL. Para continuar la línea de esta investigación, primero se indican los requerimientos de las normas estadounidenses y luego se comentan otras normas internacionales. El ASCE/SEI 41 (2017) adopta los requerimientos de la norma ASCE/SEI 7 (2016), con algunas modificaciones menores, que a su vez son la base del proyecto de reglamento argentino para estructuras que incorporan sistemas de disipación de energía.

Respecto del tipo de análisis es importante destacar que a partir de la versión 2016 solo se permite el análisis en 3D. Hasta la versión anterior, 2010 se permitía el análisis 2D con ciertas condicionantes de regularidad en planta y elevación.

Respecto de la cantidad de registros, la versión 2005 requería 3 registros, la versión 2010 requería 7 registros y la versión 2016 requiere 11 registros, todo esto indicado en el capítulo 6. Aunque a priori parecería que se aumenta la cantidad de registros, es importante mencionar que la cantidad de ADNL se ha reducido considerablemente debido a que, la versión 2010 exigía desplazar el centro de masas por excentricidad accidental y exigía rotar los registros. En cambio, en la versión 2016 solo se deben realizar 11 registros. En el capítulo 18 se especifica que son 7 registros porque se debe considerar la excentricidad de masas a menos que cumpla con requisitos de regularidad en planta. En resumen, se requieren 7 registros a los fines de esta tesis.

Respecto del tipo de escalamiento, a partir de la versión 2016 se permite el escalamiento por AE además del escalamiento por AA.

Para el caso de registros escalados por AA, con cada par de componentes horizontales de los registros seleccionados, se debe realizar un espectro; el cuál se obtiene mediante

SRSS de los espectros de respuesta escalados de cada componente, considerando un amortiguamiento de 5%, ambas componentes deben ser afectadas por el mismo factor. Además, cada par de registros debe ser escalado de manera que en el intervalo de períodos de  $0.2 T_{ID}$  a  $1.25 T_{IM}$ , el promedio de los espectros SRSS de todos los pares de componentes horizontales no resulte por debajo de la ordenada correspondiente al espectro objetivo de diseño. Donde  $T_{ID}$  y  $T_{IM}$  son los periodos efectivos de la estructura para el TD y el TMC respectivamente.

Para los registros escalados por AE, cada par de registros se escalará de tal manera que en el intervalo de períodos entre  $0.2 T_{ID}$  a  $1.25 T_{IM}$ , el espectro de respuesta de una componente del par sea al menos el 90% de la ordenada correspondiente del espectro de respuesta utilizado en el diseño. Además, en el capítulo 6 se indica que el promedio de las máximas componentes de los registros debe ser al menos el 110% de las ordenadas del espectro objetivo. En caso de que los registros tengan efectos de directividad de la falla, estos se deben mantener luego del escalamiento.

El actual reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) permite el ADNL para estructuras solo en caso de que la autoridad de aplicación lo permite, aunque no establece lineamientos ni prescripciones al respecto. Sin embargo, los actuales proyectos en discusión pública sobre protección de estructuras toman las bases del capítulo 18 del reglamento estadounidense versión 2016 (ASCE-7, 2016).

Por último, es importante comentar que el actual reglamento europeo (EC 8-I, 2005) permite utilizar 3 registros y adoptar la máxima respuesta o utilizar 7 registros y promediar los valores; no trabaja con espectros SRSS, sino que promedia las componentes. El reglamento neozelandés (NZS3101:P1, 2006) indica utilizar 3 registros y adoptar el mayor.

#### **5.3.4 Demanda sísmica para los casos de estudio**

Como se indicó en el punto 5.2.3 las estructuras abordadas en esta tesis se ubican en el gran Mendoza. En dicha zona pueden ocurrir sismos destructivos de origen cortical de fuente cercana o lejana, dependiendo de la ubicación de la edificación. Además, no se cuenta con registros locales que permitan representar los sismos destructivos.

Por lo tanto, utiliza una serie de registros seleccionados de la base de datos del PEER (<https://ngawest2.berkeley.edu/>), que además son recomendados por el FEMA (FEMA-P695, 2009). Se seleccionan dos grupos de registros, uno denominado de falla lejana (FL) y otro de falla cercana (FC). En la Tabla 5.2 y Tabla 5.3 se presentan los registros y las principales características. Se ha considerado en esta selección que los edificios estudiados se encuentran a más de 20 km de la falla, por ello no se utilizan registros de falla cercana con pulso.

Tabla 5.2. Registros seleccionados de Falla Lejana (FEMA P-695)

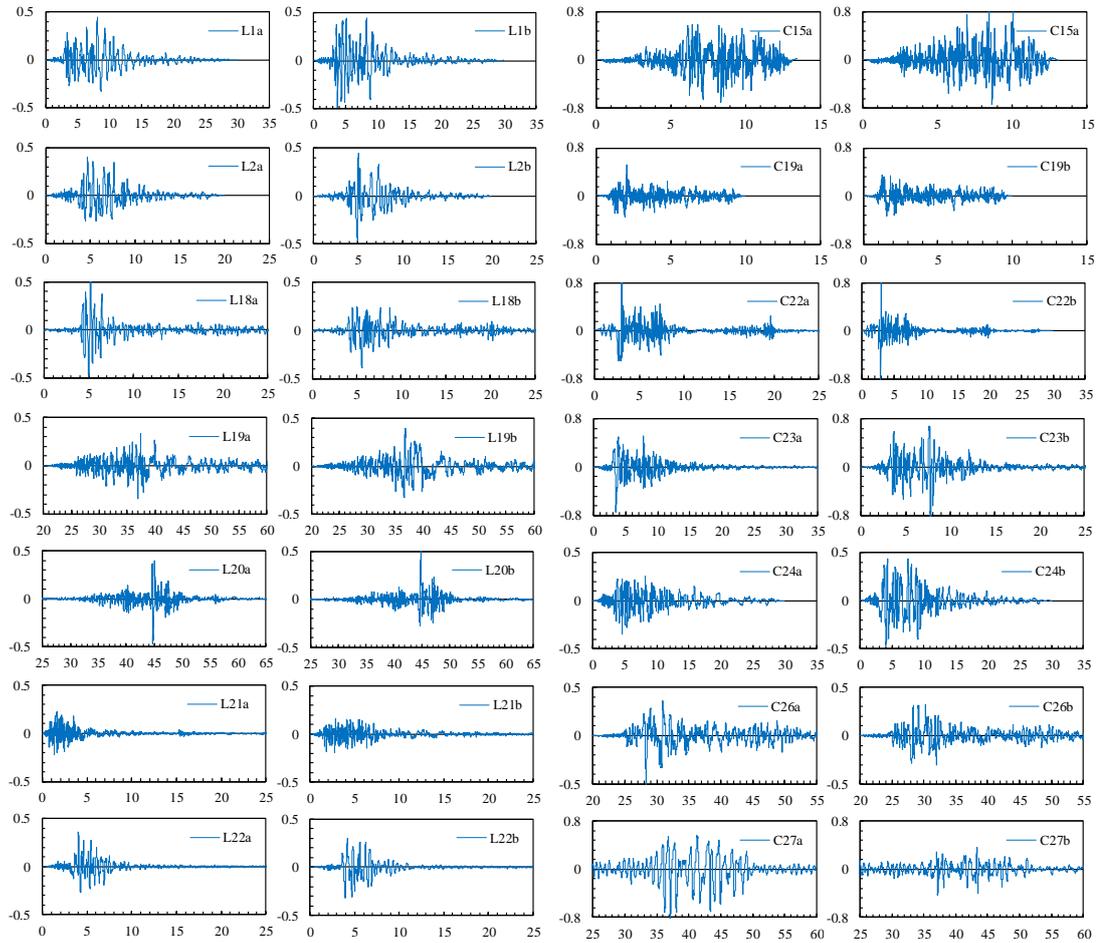
ID No.	M	Año	Nombre	Estación	Clasif. Sitio		Dist Epic	Tipo Falla	PGA <sub>máx</sub> g	PGV <sub>máx</sub> cm/s
					Tipo	V <sub>S30</sub>				
L1	6.7	1,994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	D	356	13.3	Thrust	0.52	63.00
L2	6.7	1,994	Northridge	Canyon Country WLC	D	309	26.5	Thrust	0.48	45.00
L18	7.0	1,992	Cape Mendocino	Rio Dell Overoass	D	312	22.7	Thrust	0.55	44.00
L19	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHY 101	D	259	32.0	Thrust	0.44	115.00
L20	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	TCU 045	C	705	77.5	Thrust	0.51	39.00
L21	6.6	1,971	San Fernando	LA-Hollywood Stor	D	316	39.5	Thrust	0.21	19.00
L22	6.5	1,976	Friuli, Italy	Tolmezzo	C	425	20.2	Thrust	0.35	31.00

Tabla 5.3. Registros seleccionados de Falla Cercana (FEMA P-695)

ID No.	M	Año	Nombre	Estación	Clasif. Sitio		Dist Epic	Tipo Falla	PGA <sub>máx</sub> g	PGV <sub>máx</sub> cm/s
					Tipo	V <sub>S30</sub>				
C15	6.8	1,984	Gazli, USSR	Karakyr	D	660	12.8	Thrust	0.71	71.20
C19	6.8	1,979	Nahanni, Canada	Site 2	C	660	6.5	Thrust	0.45	34.70
C22	7.0	1,992	Cape Mendocino	Cape Mendocino	C	514	10.4	Thrust	1.43	119.50
C23	6.7	1,994	Northridge-01	LA-Sepulveda VA	C	380	8.5	Thrust	0.73	70.10
C24	6.7	1,994	Northridge-01	Northridge - Saticoy	D	281	3.4	Thrust	0.42	53.20
C26	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	TCU067	C	434	6.5	Thrust	0.56	91.80
C27	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	TCU084	C	553	8.9	Thrust	1.16	115.10

Los registros seleccionados tienen magnitudes entre 6.0 y 7.6 para englobar los posibles registros de la zona (Figura 5.6). En la Figura 5.8 se presentan los acelerogramas de las dos componentes de los registros seleccionados, en algunos casos solo se muestra la parte significativa del registro.

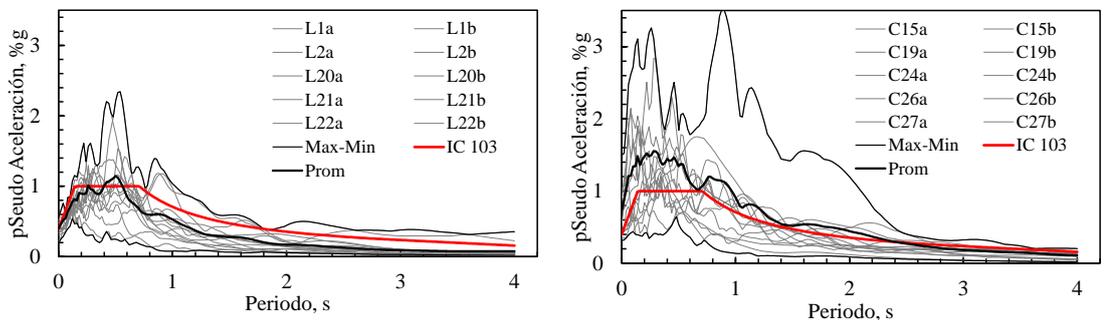
Se observa que en el caso de registros de falla cercana el promedio es mayor que en el caso de registros de falla lejana. Los registros seleccionados son escalados de acuerdo con las necesidades del caso. A continuación, se presenta el escalamiento de registros para los edificios utilizados en la implementación del método propuesto en el capítulo 4.



a. Registros FL

b. Registros FC

Figura 5.8. Acelerogramas de registros seleccionados para componentes horizontales (a y b). En ordenadas aceleración (%g) y en abscisas tiempo (segundos).



a. Registros FL

b. Registros FC

Figura 5.9. Espectros en pseudoaceleración de registros originales.

En la Figura 5.9 se muestran los espectros de respuesta en aceleración para los registros, se indican el promedio de los registros (color negro) y el espectro de diseño, en color rojo (Zona 4, Tipo espectral II), definido en 5.2.3.

#### 5.3.4.1 Registros para el edificio 6N-2D

En el capítulo 6 se implementa el método de diseño a un edificio de 6 niveles (6N). El análisis se realiza en 2D y se utilizan registros escalados por AE y AA. Se seleccionan dos grupos de siete registros de las Tabla 5.2 y Tabla 5.3, con el criterio de elegir la componente de mayor aceleración de cada registro.

En la Tabla 5.4 y Tabla 5.5 se presentan las componentes seleccionadas para falla lejana y falla cercana respectivamente. Se indican la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo de la componente.

Tabla 5.4. Componentes de registros FL seleccionados para edificio 6N.

ID	M	Año	Nombre	Componente	Acel. Max g	Vel. Max cm/s	Desp. Max cm
L1b	6.7	1,994	Northridge	NORTHR/MUL279	0.4880	56.72	12.18
L2b	6.7	1,994	Northridge	NORTHR/LOS270	0.4716	41.13	14.58
L18a	7.0	1,992	Cape Mendocino	CAPEMEND/RIO270	0.5490	21.96	7.12
L19b	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/CHY101-N	0.3981	218.42	296.52
L20b	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/TCU045-N	0.5068	92.75	58.77
L21a	6.6	1,971	San Fernando	SFERN/PEL090	0.2248	21.67	16.23
L22a	6.5	1,976	Friuli, Italy	FRIULI/A-TMZ000	0.3571	45.70	18.36

Tabla 5.5. Componentes de registros FC seleccionados para edificio 6N.

ID No.	M	Año	Nombre	Componente	Acel. Max g	Vel. Max cm/s	Desp. Max cm
C15b	6.8	1,984	Gazli, USSR	GAZLI/GAZ_267	0.8640	102.50	47.56
C19a	6.8	1,979	Nahanni, Canada	NAHANNI/S2_070	0.5192	118.52	68.81
C22a	7.0	1,992	Cape Mendocino	CAPEMEND/CPM_260	1.4936	61.17	8.16
C23b	6.7	1,994	Northridge-01	NORTHR/0637_122	0.9320	152.54	70.69
C24b	6.7	1,994	Northridge-01	NORTHR/STC_122	0.4593	60.14	21.89
C26a	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/TCU067_285	0.4990	184.12	405.40
C27b	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/TCU084_001	0.4311	96.18	81.83

El espectro de diseño se establece para un TD (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) para una zona de elevada peligrosidad sísmica, suelo tipo  $S_D$  y factor de riesgo de 1.

Para los registros escalados por AE se utilizó el algoritmo de *wavelets* propuesto por Abrahamson (1992) y Handcock *et al.* (2006) a través del *software* SeismoMatch (2020). Se utilizaron tolerancias entre 15% y 30% y se realizaron 2 pasadas para cada registro, en algunos casos se tuvo que realizar corrección de línea de base luego del escalamiento. En la Figura 5.10 se presentan los espectros de los registros escalados por ajuste espectral para registros FL y FC, también se indican los promedios y el espectro objetivo. Se observa como el promedio supera en al menos el 110% al registro objetivo.

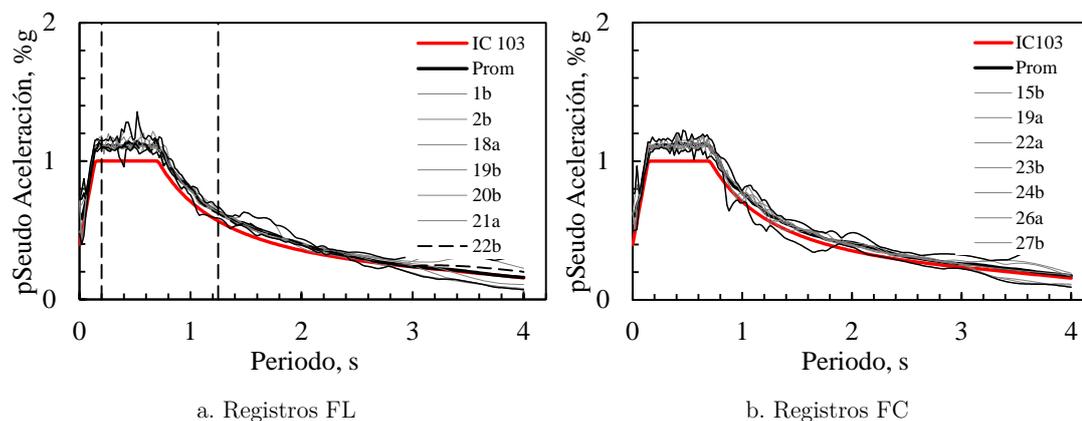


Figura 5.10. Espectros de registros escalados por AE para el edificio 6N (capítulo 6).

Finalmente, en la Figura 5.11 se presenta la comparación entre acelerogramas originales y acelerogramas escalados por AE para el rango de tiempo más importante del registro. Se controló en cada uno de los registros que no se modifiquen los espectros de velocidades y desplazamientos, aunque estos no se muestran en este trabajo. También se controló que la línea de base, en el registro en desplazamientos, no se aparte de la posición inicial.

Para los registros escalados por amplitudes se consideró el periodo elástico de la estructura de 1.12 segundos, resultando el rango de escalamientos entre 0.20 segundos y 1.50 segundos. En la Tabla 5.6 se indican los coeficientes de ajuste para el escalamiento por AA. Para encontrar estos coeficientes se realizó una serie de combinaciones con el

objetivo de ajustar el espectro promedio al espectro del TD y también evitando utilizar factores superiores a 4. En la Figura 5.12 se presentan los espectros de acelerogramas.

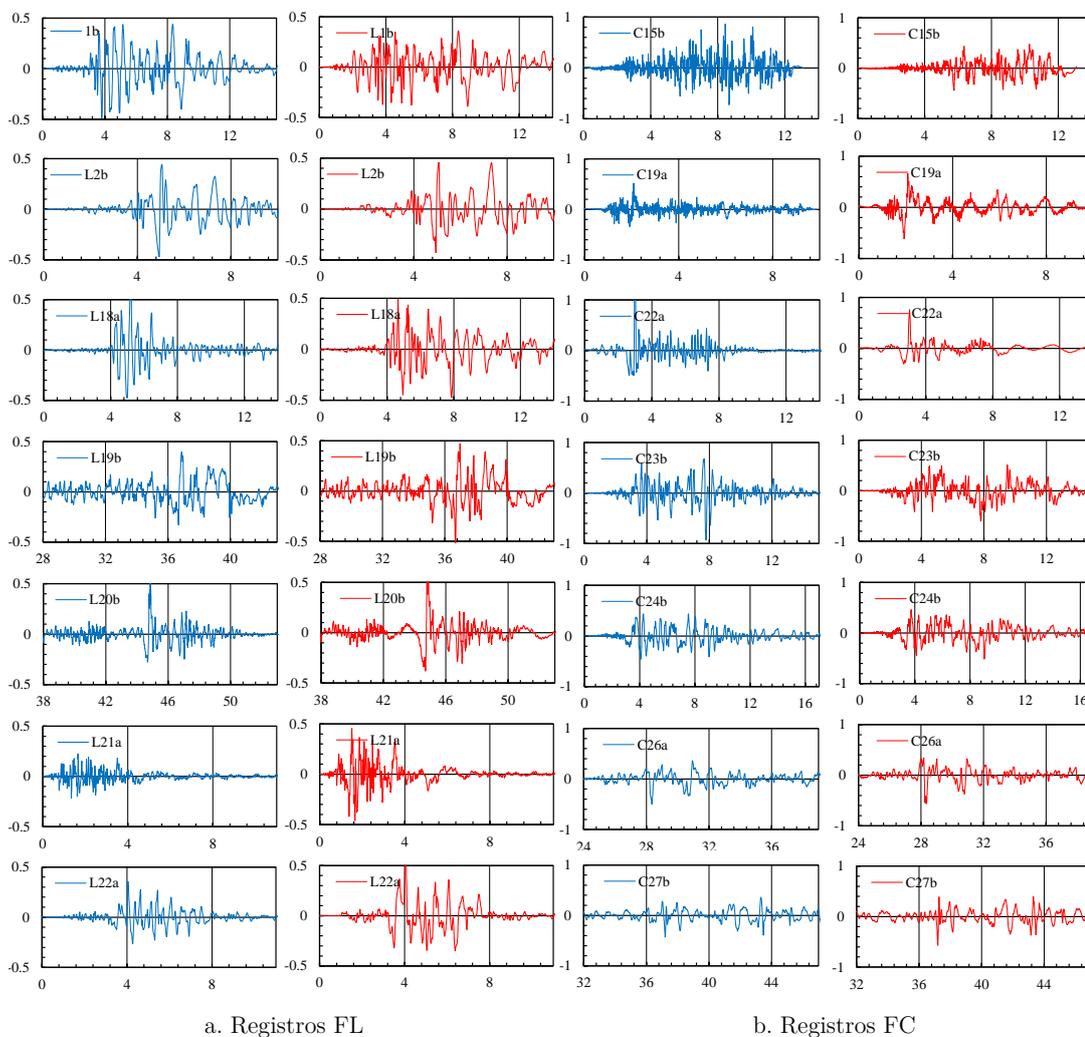


Figura 5.11. Acelerogramas originales (color azul) y acelerogramas escalados por AE (color rojo). En ordenadas aceleración (%g) y en abscisas tiempo (segundos)

Tabla 5.6. Factores para escalamiento para AA en edificio 6N

	Registros falla lejana							Registros falla cercana						
Nombre	L1b	L2b	L18a	L19b	L20b	L21a	L22a	L15b	L19a	L22a	L23b	L24b	L26a	L27b
Factor de escala	1.0	2.0	1.5	2.5	2.0	3.0	2.0	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0	1.2	1.2

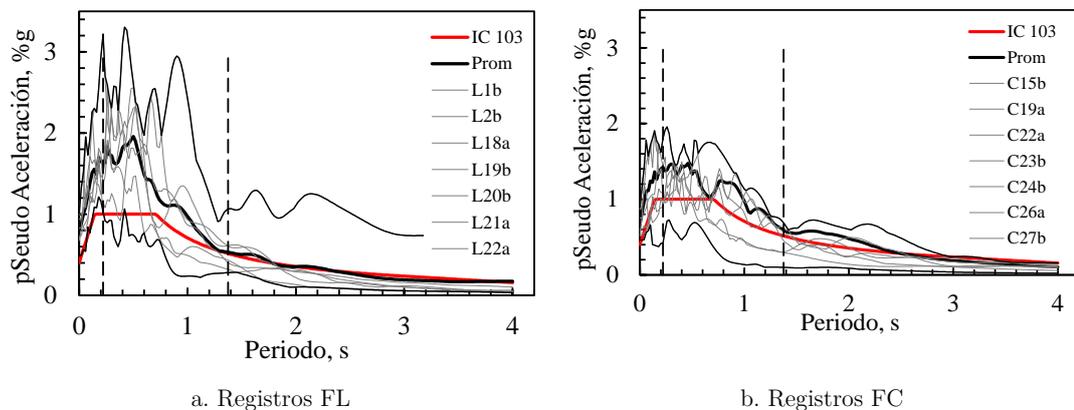


Figura 5.12. Espectros de registros escalados por amplitudes utilizados en el edificio 6N (capítulo 6).

En el capítulo 6, además de validar el método propuesto en la tesis, se comparan resultados del ADNL entre registros escalados por AA y AE. Se demuestra que la dispersión de los acelerogramas también se transmite a los resultados de la estructura.

#### 5.3.4.2 Registros para el edificio escolar

En el capítulo 7 se aplica el método de diseño a un edificio escolar de baja altura. Para el análisis, en 2D, se seleccionan dos grupos de siete registros de la Tabla 5.2 y Tabla 5.3 y se escalan mediante AE. Los registros seleccionados coinciden con los seleccionados para el edificio 6N (mayor componente de cada acelerograma) y son presentados en la Tabla 5.4 y Tabla 5.5. En la Figura 5.10 se presentan los espectros de los registros escalados y en la Figura 5.11 se comparan los registros originales y escalados por AE.

#### 5.3.4.3 Registros para el edificio 8N-3D

En el capítulo 8 se diseña un edificio de 8 niveles (8N) con disipadores histeréticos y para la validación del método se utiliza ADNL en dos direcciones, X e Y. Se utilizan los registros de la Tabla 5.2 y Tabla 5.3, con el criterio de que las componentes  $a$  se sitúan en dirección X y las componentes  $b$  en dirección Y. Esto con el criterio de seleccionar la aleatoriedad de la dirección (ASCE-7, 2016).

En las Tabla 5.7 y Tabla 5.8 se presentan las componentes seleccionadas para falla lejana y falla cercana respectivamente. Se indican la aceleración, velocidad y

desplazamiento máximo de cada componente. El espectro de diseño se establece para un TD (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) para una zona de elevada peligrosidad sísmica, suelo tipo S<sub>D</sub> y factor de riesgo de 1. Para los registros escalados por AE se utilizó el algoritmo de *wavelets* propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock *et al.* (2006) a través del *software* SeismoMatch (2020), similar criterio a lo indicado para el edificio.

Tabla 5.7. Componentes de registros FL seleccionados para edificio 8N.

ID No.	M	Año	Nombre	Componente	Acel. Max g	Vel. Max cm/s	Desp. Max cm
L1a	6.7	1,994	Northridge	NORTHR/MUL009	0.43	50.26	10.79
L1b				NORTHR/MUL279	0.4880	56.72	12.18
L1a	6.7	1,994	Northridge	NORTHR/LOS000	0.4180	36.45	12.92
L2b				NORTHR/LOS270	0.4716	41.13	14.58
L18a	7.0	1,992	Cape Mendocino	CAPEMEND/RIO270	0.5490	21.96	7.12
L18b				CAPEMEND/RIO360	0.4816	19.26	6.25
L19a	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/CHY101-E	0.3528	193.57	262.79
L19b				CHICHI/CHY101-N	0.3981	218.42	296.52
L20a	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/TCU045-E	0.4492	82.20	52.08
L20b				CHICHI/TCU045-N	0.5068	92.75	58.77
L21a	6.6	1,971	San Fernando	SFERN/PEL090	0.2248	21.67	16.23
L21b				SFERN/PEL180	0.1972	19.01	14.24
L22a	6.5	1,976	Friuli, Italy	FRIULI/A-TMZ000	0.3571	45.70	18.36
L22b				FRIULI/A-TMZ270	0.3133	40.09	16.10

Tabla 5.8. Componentes de registros FC seleccionados para edificio 8N.

ID No.	M	Año	Nombre	Componente	Acel. Max g	Vel. Max cm/s	Desp. Max cm
C15a	6.8	1,984	Gazli, USSR	GAZLI/GAZ_177	0.77	90.84	42.15
C15b				GAZLI/GAZ_267	0.8640	102.50	47.56
C19a	6.8	1,979	Nahanni, Canada	NAHANNI/S2_070	0.5192	118.52	68.81
C19b				NAHANNI/S2_160	0.4555	103.97	60.36
C22a	7.0	1,992	Cape Mendocino	CAPEMEND/CPM_260	1.4936	61.17	8.16
C22b				CAPEMEND/CPM_350	1.3102	53.66	7.15
C23a	6.7	1,994	Northridge-01	NORTHR/0637_032	0.8260	135.18	62.65
C23b				NORTHR/0637_122	0.9320	152.54	70.69
C24a	6.7	1,994	Northridge-01	NORTHR/STC_032	0.4070	53.30	19.40
C24b				NORTHR/STC_122	0.4593	60.14	21.89
C26a	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/TCU067_285	0.4990	184.12	405.40
C26b				CHICHI/TCU067_015	0.4377	161.52	355.63
C27a	7.6	1,999	Chi-Chi Taiwan	CHICHI/TCU084_271	0.3821	85.24	72.52
C27b				CHICHI/TCU084_001	0.4311	96.18	81.83

En la Figura 5.12 se presentan los espectros de los registros escalados por ajuste espectral para ambas componentes de los registros FL y FC, también se indican los promedios y el espectro objetivo. Se observa como el promedio supera en al menos el 110% al registro objetivo.

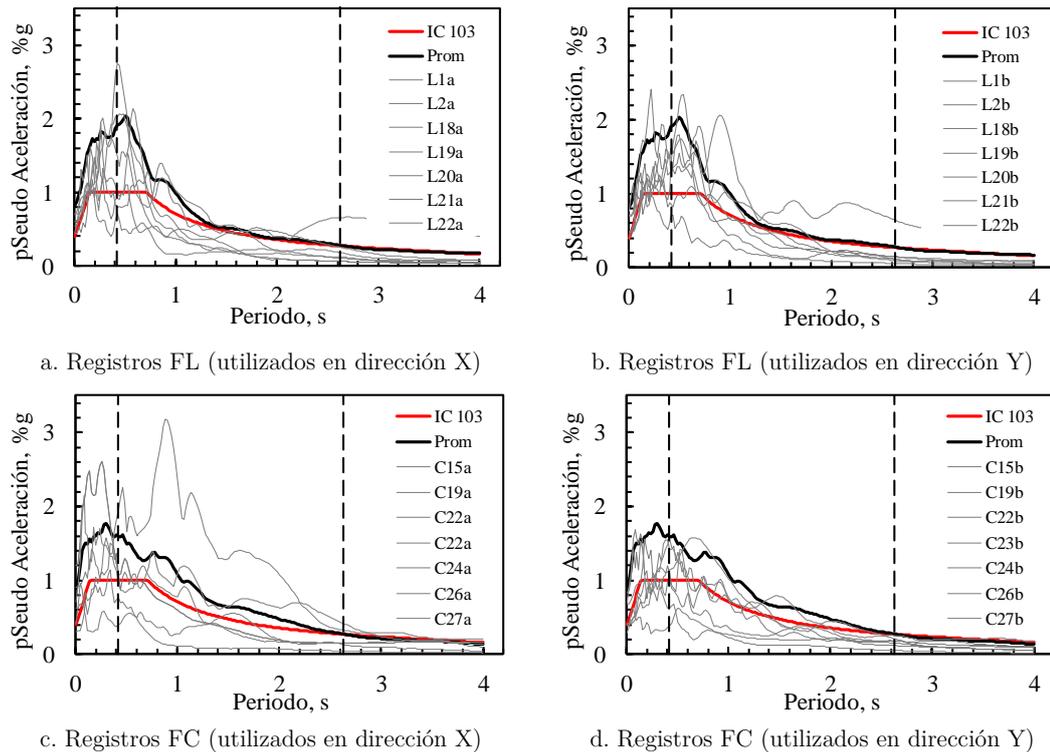


Figura 5.13. Espectros de registros escalados por amplitudes utilizados en el edificio 8N.

Para los registros escalados por amplitudes se consideró el periodo elástico de la estructura de 2.1 segundos, resultando el rango de escalamientos entre 0.45 segundos y 2.65 segundos. En la Tabla 5.9 se indican los coeficientes de ajuste para el escalamiento por AA.

Para encontrar estos coeficientes se realizó un espectro SRSS entre ambas componentes y ese espectro fue escalado según lo indica el reglamento (ASCE-7, 2016).

Para encontrar estos coeficientes, iguales para ambas componentes, se realizó una serie de combinaciones con el objetivo de ajustar el espectro promedio al espectro del TD y

también evitando utilizar factores superiores a 4. En la Figura 5.14 se presentan los espectros de los registros.

Tabla 5.9. Factores para escalamiento para AA en edificio 8N

	Registros falla lejana							Registros falla cercana						
Nombre	L1	L2	L18	L19	L20	L21	L22	L15	L19	L22	L23	L24	L26	L27
Factor de escala	1.00	1.50	1.25	1.75	1.50	2.00	1.50	1.00	0.80	0.80	0.90	0.90	1.25	0.90

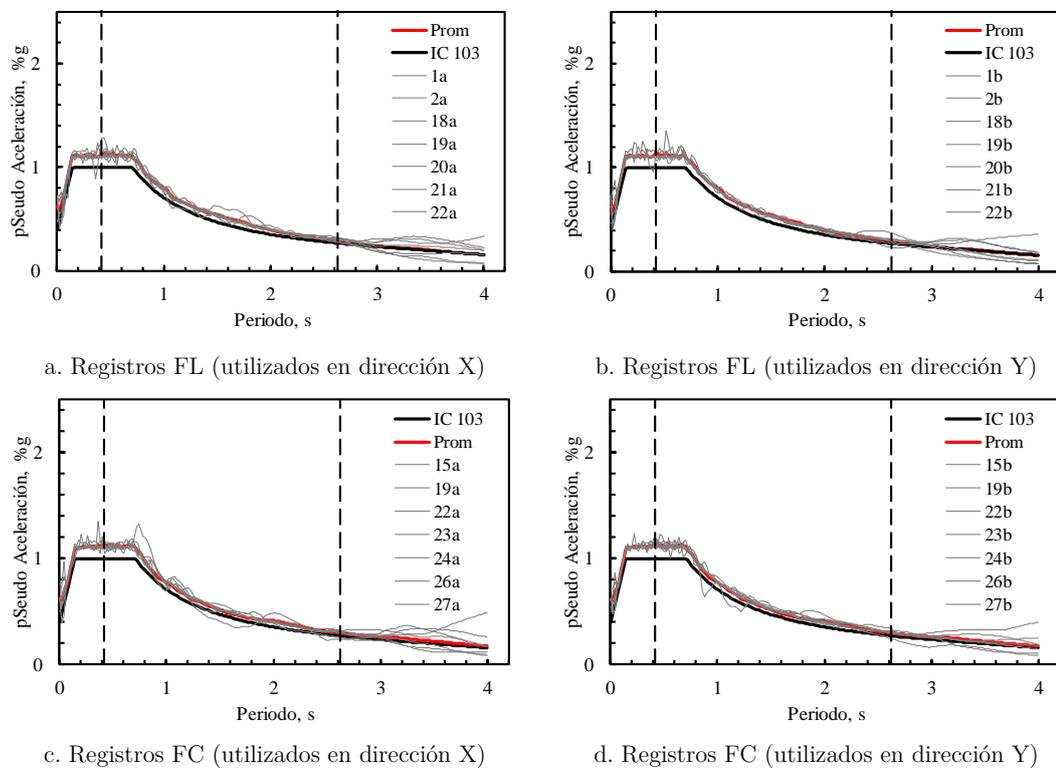


Figura 5.14. Espectros de registros escalados por ajuste espectral utilizados en el edificio 8N.

Al igual que en el capítulo 6, se realizan análisis con registros AA y AE, se comparan los resultados de ambos con el fin de observar las dispersiones que muestran ambos métodos de escalamientos.

## 5.4 Conclusiones

En este capítulo se trató la demanda sísmica para el método de diseño propuesto y para la validación de resultados en el ADNL.

En la primera parte se definió la acción sísmica para el método de diseño propuesto, se definieron niveles de demanda sísmica, se realizó un estudio de la historia de las normativas argentinas y se abordó el reglamento nacional.

Se destacó la necesidad de contar con espectros en desplazamientos en las normas para una aplicación más transparente de los métodos de diseño basado en desplazamientos.

Se estableció un emplazamiento para los edificios estudiados en esta tesis y se definió la demanda sísmica en términos de espectros de diseño para aplicar el método propuesto en el capítulo 4.

Posteriormente se abordó la demanda sísmica para ADNL. Se refirió a selección y cantidad de registros. Además, se describieron métodos de escalamiento, indicando las ventajas que presenta el ajuste espectral en el ADNL, para cerrar con aspectos normativos de la actual norma estadounidense, los cuales han sido de base para el proyecto de reglamento nacional sobre protección de estructuras.

Para el emplazamiento de los edificios estudiados se seleccionaron dos grupos de registros según las características de los sismos posibles. Estos registros se escalaron por los métodos de ajuste espectral y ajuste por amplitudes.

## Capítulo 6

# Aplicación a pórtico en edificio de 6 niveles

### 6.1 Introducción

En este capítulo se presenta la implementación del método de diseño propuesto en el capítulo 4 para el refuerzo de un pórtico de 6 niveles representativo de un edificio regular.

Es sabido que el avance del conocimiento en ingeniería sísmica trae aparejado que estructuras que en algún momento fueron diseñadas conforme a normativa, hoy resulten vulnerables a las mismas demandas sísmicas. Tal como se trató en el capítulo 2 y capítulo 5, la provincia de Mendoza cuenta con importante cantidad de edificios de media altura construidos en la década del 70, diseñados con normativa de la época y que, hoy en día, con el avance de la ciencia, podrían requerir refuerzo estructural. Por ello, se implementa el método propuesto en el capítulo 4 a un edificio de hormigón armado de 6 niveles, construido en la década del 70 y situado en zona de elevada peligrosidad sísmica del oeste argentino.

El capítulo se divide en dos partes, en la primera se realiza el diseño del sistema de disipación para demandas sísmicas actuales y bajo dos escenarios distintos, TD y TMC.

Definidas las propiedades del sistema de disipación se realiza una contrastación con ADNL mediante comparación de desplazamientos, distorsiones y demandas de ductilidades del sistema de disipación, y se muestra la eficacia del método propuesto. Esta sección ha sido publicada recientemente (Bay & Palazzo, 2020).

En la segunda parte, se presenta un estudio de sensibilidad proponiendo 20 escenarios distintos de desplazamientos y ductilidades con el objetivo de analizar la incidencia de las variables. Además, se seleccionan 5 escenarios y, mediante ADNL se valida el método de diseño propuesto.

Para los ADNL se utilizan dos grupos de registros, uno característico de falla lejana y otro de falla cercana sin pulso. Cada grupo de registro es escalado mediante ajuste espectral y ajuste por amplitud, tal como se indicó en el capítulo 5.

## **6.2 Características del edificio en estudio**

Para aplicar el método de diseño propuesto en esta tesis se presenta una estructura simplificada, representada por un edificio de 6 niveles en hormigón armado, destinado a oficinas y departamentos, construcción característica de la década del 70 en la ciudad de Mendoza. Se considera que la construcción ha sido diseñada únicamente a cargas verticales. En la Figura 6.1 se presenta el edificio en estudio, la planta tiene 16 m x 16 m de longitud y una altura total de 21.50 m hasta el sexto nivel.

Está estructurado con cuatro pórticos de hormigón armado en cada dirección vinculados por losas macizas. Los cerramientos exteriores se han materializado con ladrillo cerámico hueco. El edificio presenta simetría en planta y regularidad en elevación, esto permite realizar un análisis plano sobre la línea estructural 4 (idéntica a la línea 1).

En la Figura 6.2 se presenta el pórtico analizado en elevación y las secciones de hormigón y acero de refuerzo. Además del peso propio de la estructura se consideró una carga permanente (D) y sobrecarga por uso (L) que se indican en la Figura 6.2.

El peso total del edificio es de 12500 kN, con influencia sobre el pórtico analizado de 3125 kN. Para los materiales se utilizó un hormigón con resistencia de 20 MPa y acero ADN420, característicos de la zona de emplazamiento de la estructura.

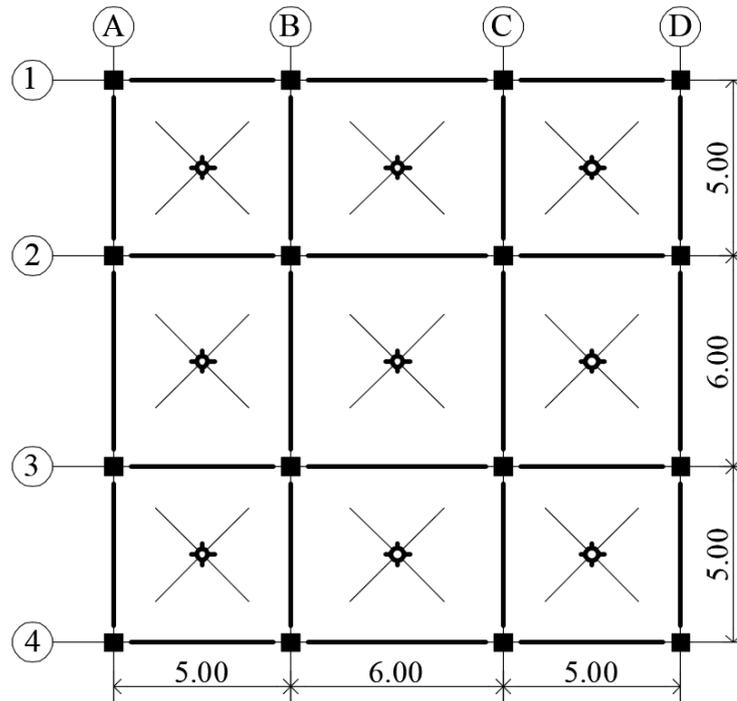


Figura 6.1 Esquema estructural en planta.

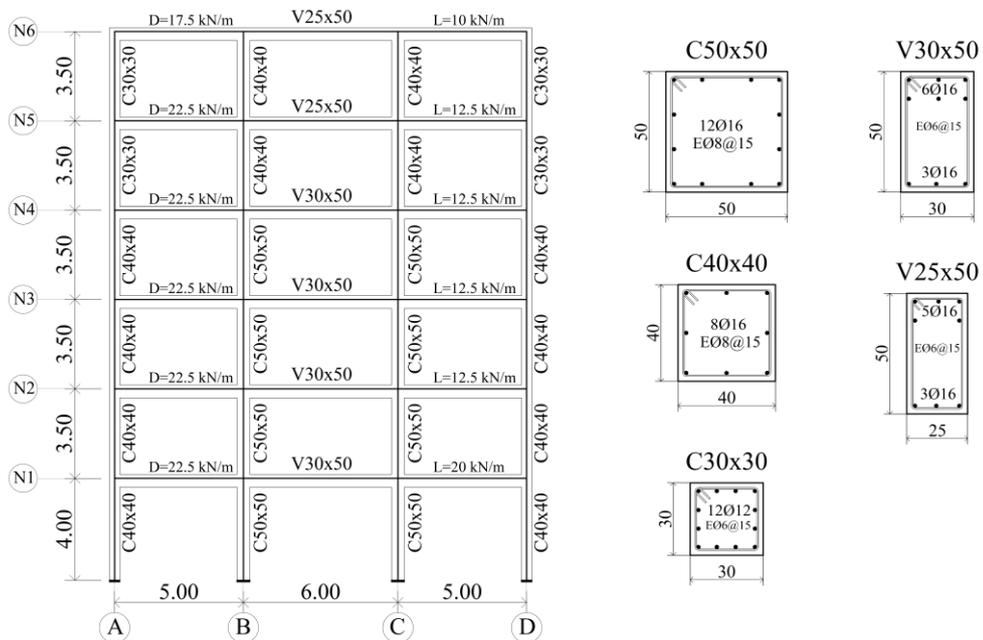


Figura 6.2 Elevación del pórtico analizado, cargas utilizadas y secciones de hormigón armado.

Un análisis modal arroja las propiedades dinámicas que se presentan en la Tabla 6.1, se indica la distribución de masas,  $m_i$ , y rigideces a desplazamiento horizontal de piso,  $k_{ISO}$ , en los distintos niveles. De este análisis elástico y el periodo de vibración,  $T_n$ , resulta una estructura flexible, ya que debería tener un periodo cercano a 0.6 segundos según normativa vigente.

Tabla 6.1. Propiedades de la estructura original.

Nivel	Modo de vibración			Masa	Rigidez
	Primero	Segundo	Tercero	$m_i$ , tons	$k_{ISO}$ , kN/cm
6	1.000	1.000	1.000	41.14	102.836
5	0.916	0.419	-0.493	52.83	127.174
4	0.747	-0.395	-0.986	54.26	184.399
3	0.578	-0.744	-0.151	56.74	201.836
2	0.386	-0.756	0.808	56.74	215.367
1	0.181	-0.442	0.836	60.42	258.462
Periodo, $T_n$	1.120	0.404	0.224		
masa efectiva	81.9%	11.2%	4.1%		

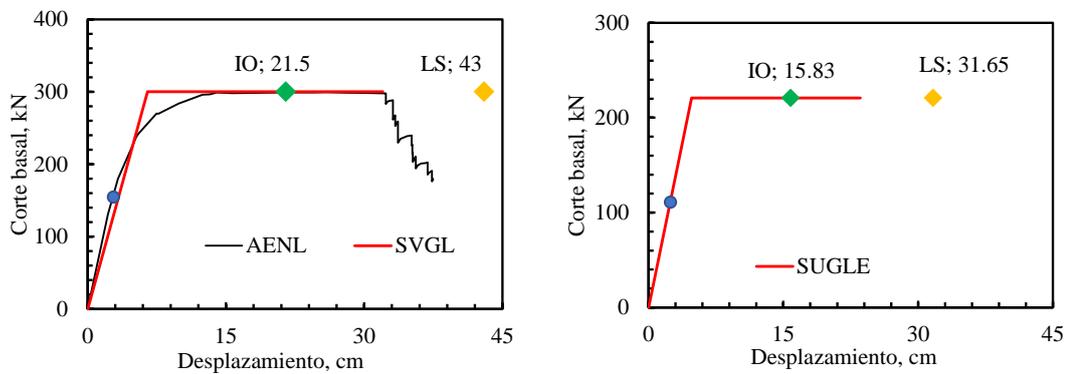
Primero se realiza una estimación de la fuerza sísmica lateral que debería soportar la estructura según la reglamentación vigente (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). Entonces se tiene: (i) zona de muy elevada peligrosidad sísmica, (ii) espectro Tipo 2 ( $S_D$ ), (iii) tipología estructural pórtico de hormigón armado,  $R = 3.5$  (ductilidad limitada) y  $C_d = 3.5$ , y (iv) factor de uso igual a 1. El coeficiente sísmico resulta de 0.196 y el corte basal 612.50 kN. El análisis estático arroja un desplazamiento máximo en la cima de 44 cm y una distorsión de 2.6% en el segundo nivel, superiores a los valores límites de reglamentos actuales.

Para evaluar la capacidad de la estructura se efectúa un AENL siguiendo lineamientos americanos (ASCE-41, 2017), dada la ausencia de norma nacional al respecto. La simulación computacional se realizó en *software* comercial (ETABS, 2015), se utilizaron elementos de barra elástica con rigidez degradada para vigas y columnas (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). En los extremos de barras se definieron rotulas plásticas de flexión para vigas, y de flexión y axial para columnas con posibilidad de falla por corte debido

a la ausencia de armadura transversal. En el instante inicial se aplicó la carga vertical y luego un peine proporcional al primer modo de vibración.

La curva fuerza-desplazamiento se muestra en la Figura 6.3a y la transformación al sistema de un grado de libertad en la Figura 6.3b (Fajfar, 2000). Además, se indican los niveles de desempeño de ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS), criterios de desempeño generales tratados en el capítulo 2 y 4 (Tabla 4.1). En términos de resistencia y rigidez, la capacidad resulta inferior a la determinada mediante el método estático, siendo necesario el refuerzo estructural.

La resistencia a la primera rótula fue de 150 kN (punto azul), resultando un 25% de la demanda de 612.50 kN obtenido mediante el método estático. En términos de desplazamientos, la demanda resultó de 44 cm, superior al estado de desempeño LS, el cual representa la demanda del reglamento nacional en forma implícita (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018), tal como se indicó en el capítulo 5.



a. Sistema de varios GL

b. Sistema equivalente de un GL

Figura 6.3 AENL del pórtico analizado.

La estructura no cumple con los requerimientos normativos en términos de rigidez y resistencia, por ello se decide reforzar la estructura para mejorar el desempeño estructural. Mediante la incorporación de resistencia y rigidez se logrará aumentar la seguridad y disminuir los daños de elementos estructurales y no estructurales para el TD y TMC. Cabe mencionar también, que el reglamento indica que si las distorsiones

son inferiores al 0.5% no es necesario incrementar la capacidad de con armadura de confinamiento (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

Una alternativa para el refuerzo de la estructura sería utilizar un incremento de secciones de hormigón armado en columnas principalmente, el cual demandaría importantes tiempos de ejecución, además de la complejidad que ello conlleva. Otra alternativa, es adicionar un sistema de disipación de energía que proporcione resistencia y rigidez a la estructura. Este sistema reducirá las deformaciones mejorando el desempeño de elementos no estructurales, sobre todo.

Por ello, en este trabajo se propone un sistema de disipación de energía histerético conformado por BPR que permite incrementar la resistencia y rigidez de la estructura.

### 6.3 Diseño del sistema de disipación

Para el diseño del sistema se utiliza el método simple y de fácil implementación presentado en el capítulo 4. Como paso preliminar es necesario establecer los objetivos del diseño. Según la Tabla 4.1 se debería definir el 1% de la altura para el límite de IO. Sin embargo, con el objetivo de reducir el daño en elementos estructurales y no estructurales se adopta un desplazamiento máximo del 0.5% de la altura total (21.50 m x 0.50% = 0.1075 m), para el TD. Y el doble de este desplazamiento para el TMC.

Considerando los desplazamientos y distorsiones de la primera forma de vibrar (Tabla 6.1), se deduce que para un desplazamiento máximo del 0.5% se esperará una distorsión del 0.65% para TD y de 1.26% para TMC.

Para el sistema de disipación se utilizan BPR de acero F36 ( $F_y = 237$  MPa,  $E_s = 200000$  MPa y  $r = 0.01$ ) con capacidad de ductilidad máxima de 10 para TD y 20 para TMC, valores adecuados según los protocolos de ensayos de normativa internacional (Aguaguña, et al., 2019). En la Figura 6.4 se presenta el arreglo de disipadores utilizados en el plano estructural estudiado.

A continuación, y siguiendo el método propuesto en el capítulo 4, se presenta el resumen de los principales pasos del diseño.

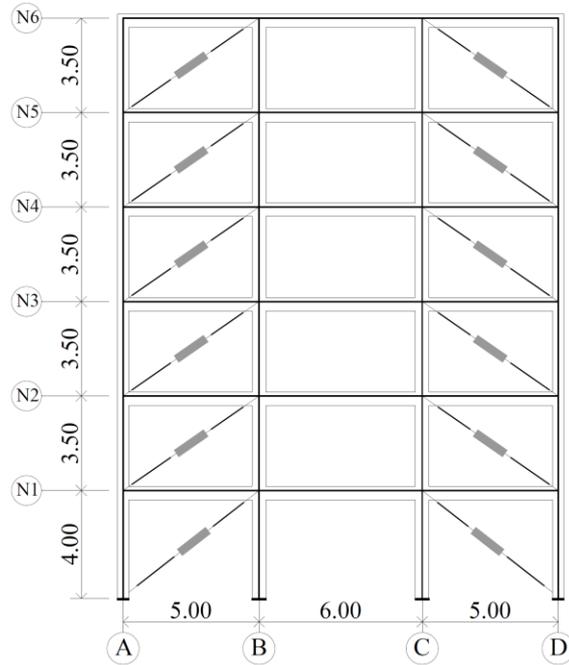


Figura 6.4 Plano estructural analizado y disposición de las BPR.

*Paso 1. Amortiguamiento viscoso del sistema original*

A partir del AENL mostrado en la Figura 6.3a, la estructura se transforma en un SUGLE mediante las expresiones (4.1) y (4.2), con  $\Gamma = 1.36$  y  $m_e = 192.22$  tons respectivamente. En la Figura 6.3b se presenta la curva bilineal del SUGLE. En términos de desplazamientos resulta  $d_P^* = 8.24$  cm y  $d_P^* = 16.48$  cm para TD y TMC respectivamente. Con la aplicación de la expresión (4.7) resulta un  $\xi_{SO} = 15.24\%$  para TD. Con la expresión (4.2) se obtiene  $V_{SO}^* = 220.83$  kN para TD y una rigidez efectiva secante  $K_{eSO} = 26.79$  kN/cm, obtenida como  $V_{SO}^* / d_P^*$ .

*Paso 2. Amortiguamiento viscoso del sistema de disipación*

Para el SD adoptado se define  $\mu_{SD} = 10$  para TD y  $r_{SD} = 0.05$ , en base a sugerencias bibliográficas (Mazza & Vulcano, 2015; Nuzzo, et al., 2019). Y considerando un comportamiento bilineal se determina el AVE mediante la expresión (4.9),  $\xi_{SD} = 27.16\%$  para TD. El valor de  $T_{iSD} = 0.41$  s se obtiene por iteración previa adopción de un sistema de AVE estimado.

*Paso 3. Amortiguamiento viscoso del sistema reforzado*

El AVE del sistema reforzado se determina mediante la expresión (4.10) desarrollada en el capítulo 3 de esta tesis. Si bien se desconoce el corte basal del sistema de disipación, luego de tres iteraciones hasta el paso 6 se obtiene que  $V_{SD}^* = 542.35$  kN. Entonces resulta  $\xi_{SR} = 34.1\%$  para el TD, las demás variables intervinientes en la expresión fueron determinadas en los puntos anteriores. Se adopta un amortiguamiento viscoso elástico  $\xi_v = 3\%$  (ASCE-41, 2017).

*Paso 4. Rigidez y resistencia del sistema reforzado*

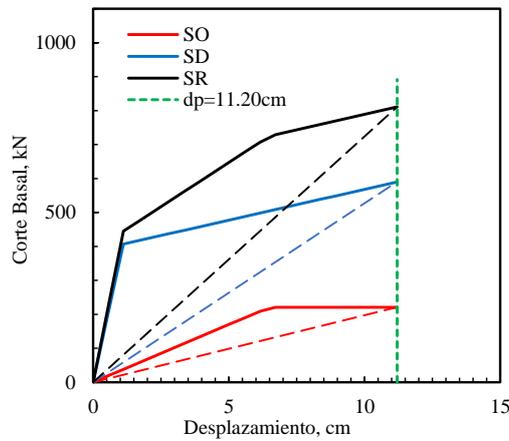
La resistencia del SR se obtiene como la suma de resistencias del SD y del SO, entonces resulta  $V_{SR}^* = 763.17$  kN. Para la rigidez efectiva se utiliza la expresión (4.11) y resulta  $K_{eSR} = 92.62$  kN/cm. De esta forma quedan caracterizados los sistemas equivalentes de un grado de libertad del SO, SD y SR.

*Paso 5. Rigidez y resistencia del sistema de disipación.*

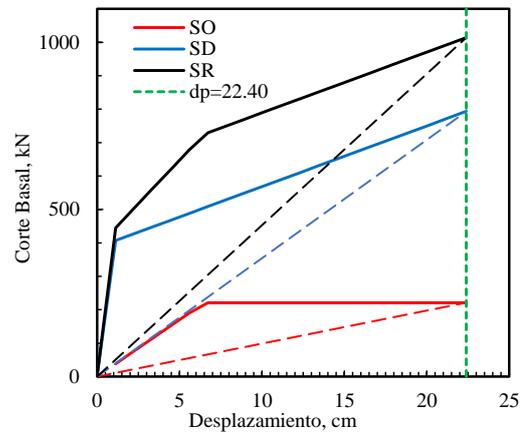
La rigidez del SD se determina como la diferencia entre la rigidez del SR y el SO,  $K_{eSD} = 65.79$  kN/cm, expresión (4.13) y la resistencia con la expresión (4.14),  $V_{SD}^* = 590$  kN. Además, con la expresión (4.15) se obtiene la resistencia al punto de fluencia,  $V_{ySD}^* = 374.03$  kN.

*Paso 6. Verificación del desempeño para TMC.*

Definidas las propiedades del SUGLE del SO, SD y SR se alcanza un AVE de 38.1% para TMC, que representa una demanda de resistencia de  $V_{SR}^* = 729.36$  kN, esto resulta inferior a los 769.98 kN de demanda determinada para el SR. Por ello, la limitante en el diseño es la condición de TD en este caso. En la Figura 6.5 se presenta la curva fuerza-desplazamientos para escenario TD y TMC, vale destacar que la diferencia entre 769.98 kN y 763.17 kN se debe al incremento de la resistencia dado por el factor  $r$ , al incrementar el desplazamiento. En líneas de trazos se indican las rigideces efectivas al punto de máximo desplazamiento del sistema bilineal. También en línea verde los desplazamientos objetivos definidos en el diseño al inicio del proceso.



a. Desempeño para TD



b. Desempeño para TMC.

Figura 6.5 Curvas fuerza desplazamiento simplificadas para SVGL.

### Paso 7. Distribución de rigidez y resistencia de los disipadores

Con las propiedades determinadas en el punto anterior y el arreglo de disipadores de la Figura 6.4 se obtiene la resistencia, expresión (4.22) y la rigidez, expresión (4.23), de cada dispositivo. En la Tabla 6.2 se presenta el resumen de resultados obtenidos.

Tabla 6.2. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación

Nivel	$n_{SDi}$	$V_{ySD,i,j}$ kN	$k_{SD,i,j}$ kN/cm	$r_{SD}$
6	2	65.81	753.11	0.05
5	2	142.42	931.35	0.05
4	2	206.51	1350.43	0.05
3	2	258.33	1478.13	0.05
2	2	292.88	570.48	0.05
1	2	325.37	2083.37	0.05

De esta forma quedan definidas las propiedades del SD para el refuerzo de la estructura existente. Cabe mencionar que de un análisis lineal elástico se observa que el periodo pasa de 1.12 segundos a 0.46 segundos por la incorporación del SD en el rango elástico, ello representa un incremento de la rigidez elástica de casi 6 veces. No obstante, para el

TD y el TMC se espera plastificación de las BPR y disminución del periodo en consecuencia.

Finalmente, en la Figura 6.6 se presenta una captura de pantalla de la aplicación CALDIS v1.1 que resume el método propuesto en esta tesis. Se observa el resumen de los pasos indicados en los puntos precedentes, además de gráficos y diagramas que permiten al usuario observar el comportamiento esperado de la estructura.



Figura 6.6 Aplicación CALDIS v1.1. para el diseño de disipadores.

## 6.4 Análisis dinámico no lineal

Para evaluar y validar el método de diseño propuesto (MP) se somete el SO y el SR a un ADNL. Quedan fuera del alcance del capítulo verificar los criterios de aceptación indicados por las normativas (ASCE-41, 2017).

Primero se aborda la demanda sísmica, luego aspectos de la simulación computacional, para finalmente analizar los resultados del ADNL y compararlos con los previstos en el método propuesto.

### 6.4.1 Demanda sísmica

La demanda sísmica fue discutida en el capítulo 05, específicamente en el punto 5.3.4.1 se trata sobre la selección y escalamiento de registros para este edificio. En términos generales, la demanda sísmica se define para dos niveles, TD y TMC.

Se seleccionan dos grupos de siete registros compatibles con la zona de emplazamiento, uno denominado falla lejana (FL) y otro llamado de falla cercana (FC). Los registros son escalados por ajuste espectral (AE) y por ajuste de ordenadas de amplitud (AA) al espectro objetivo definido en el punto 6.2.

En la Figura 6.7 se presentan los espectros de los registros escalados al TD. Con línea de trazos se indica el rango de escalamiento (ASCE-41, 2017) y con línea fina negra los máximos y mínimos de los siete registros de cada grupo. Se observa la variabilidad en los espectros según el método de escalamiento utilizado, tema que será analizando en los resultados del ADNL.

### 6.4.2 Simulación computacional

Para la simulación se utiliza un modelo de plasticidad concentrada mediante fibras para la estructura original y un modelo bilineal para las BPR, todo aplicado en un *software* comercial (ETABS, 2015).

En el hormigón se utiliza un modelo de Mander *et al.* ( $f'_c = 20$  MPa;  $E_c = 21090$  MPa) y en el acero de refuerzo un modelo bilineal simplificado ( $F_y = 420$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa;  $r = 0.05$ ), para las BPR se usa un modelo simplificado bilineal sin degradación de rigidez con  $r = 0.05$ . Los extremos de las BPR se consideraron articuladas a la estructura principal, condición de vinculación recomendada por ciertas empresas comercializadoras ([www.efc-prima-ce.co](http://www.efc-prima-ce.co), por ejemplo).

En la Figura 6.8 se presenta el modelo computacional de la estructura original (SO) y con refuerzo de BPR (SR).

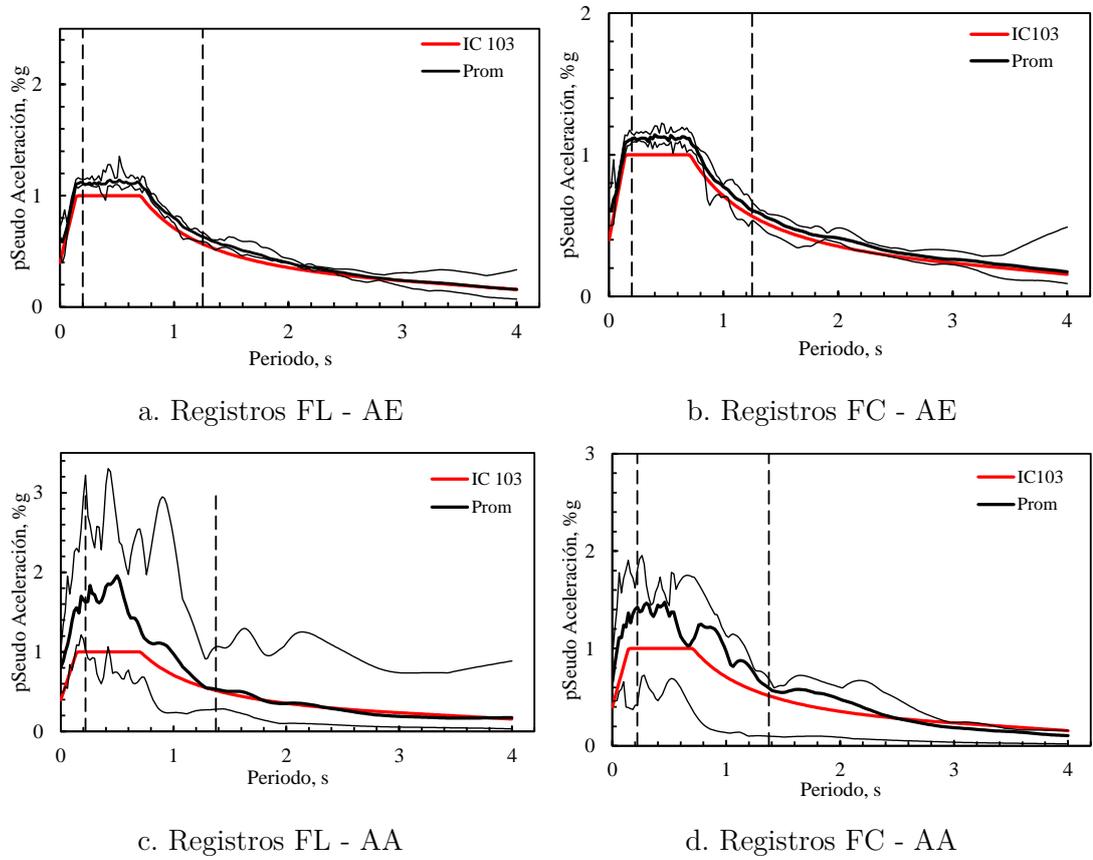


Figura 6.7. Espectros de registros utilizados en el ADNL para TD.

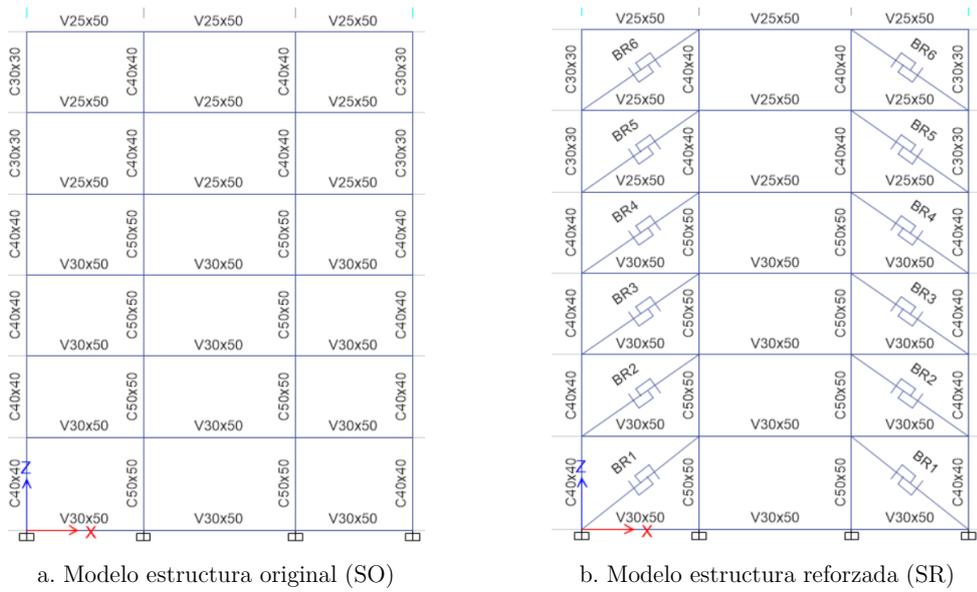


Figura 6.8. Modelos computacionales utilizados para las simulaciones (ETABS, 2015).

Para el rango elástico se adopta un amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez secante de 0.0035, que aporta un amortiguamiento del primer modo del 1%, valor que representa la disipación de energía por calor en la estructura y permite estabilidad en los cálculos numéricos.

Para la respuesta se utiliza el método de integración directa, a través del método Hilber-Hughes-Taylor (con  $\alpha_{HHT} = -0,1$ ,  $\beta_{HHT} = 0,3025$ , y  $\gamma_{HHT} = 0,60$ ). El tiempo de solución para cada simulación es de entre 10 minutos y 3 horas dependiendo de la no linealidad del modelo, principalmente. También se destaca que cuando el SO se somete al TMC el análisis no converge para varios registros, entonces se descartan los resultados en este trabajo.

De esta forma se tienen dos modelos, SO y SR, dos grupos de registros, FL y FC, dos métodos de escalado, AA y AE, y dos niveles de demanda sísmica, TD y TMC. En total resultan 112 simulaciones que son resueltas en *software* comercial (ETABS, 2015). A continuación, se presentan los resultados.

### 6.4.3 Resultados numéricos

En este apartado se presentan los resultados numéricos del ADNL. Dada la gran cantidad de resultados obtenidos en primera instancia se comparan los resultados del ADNL para AE-FC, con los obtenidos mediante el MP con el objetivo de evaluar la eficiencia del método de diseño propuesto en términos de respuesta global (desplazamientos, cortes y distorsiones).

Luego se presentan comparaciones entre los distintos métodos de escalamientos, AA y AE y distancia a la falla, FL y FC. Esto con el objetivo de evaluar la dispersión entre los métodos de escalamientos y buscar alguna incidencia en los tipos de registros utilizados en el análisis.

Tal como se indicó en el capítulo 2 y 5, una función del ADNL es también cumplimentar normas de diseño (ASCE-7, 2016; ASCE-41, 2017), en dichos casos es necesario verificar las condiciones de aceptación del SO y del SD. Sin embargo, este objetivo del ADNL no es abordado en esta tesis.

También escapan los objetivos de este estudio analizar respuestas locales, rotaciones plásticas de elementos o evolución de la respuesta en el tiempo de la estructura.

#### 6.4.3.1 Comparación entre el ADNL y método de diseño propuesto

En este apartado se comparan los resultados entre el ADNL y el MP a fin de validar este último. Dada la importante cantidad de simulaciones realizadas en el ADNL, en esta sección solo se consideran los resultados de registros AE y FC.

En la Figura 6.9a se presentan los desplazamientos en cubierta máximos promedio del ADNL y del MP. Para el TD se estimó un desplazamiento en el MP de 10.75 cm y el ADNL arrojó 9.23 cm, una diferencia del 15%. En el caso del TMC la diferencia se incrementó. Sin embargo, es importante destacar que los desplazamientos obtenidos en el ADNL resultaron siempre inferiores que el MP. Además, como es de esperar los desplazamientos del SO se reducen por la incorporación del SD.

En la Figura 6.9b se presentan los cortes basales máximos promedios para ADNL y MP. Los cortes obtenidos para ADNL resultan superiores a los previstos en el MP, seguramente debido a que el AENL se realizó con un peine proporcional al primer modo, el cual arroja valores de esfuerzos de corte menores que otros peines (p.e. constante o proporcional a las masas). Las diferencias fueron del 18% para TD y 15% para TMC.

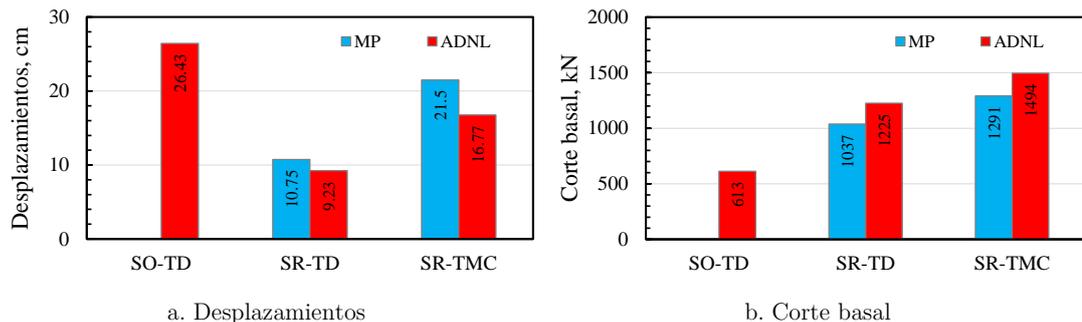


Figura 6.9. Comparación entre MP y ADNL en desplazamientos y corte basal.

Para evaluar el daño en la estructura, generalmente las normas utilizan la distorsión de piso.

En la Figura 6.10 se compara la distorsión entre ADNL y MP. Se observa que para TD la distorsión máxima coincide entre MP y ADNL.

Para TMC las distorsiones del ADNL resultan superiores a las del MP en un 20%. También se observa que en los pisos superiores las distorsiones del ADNL son superiores al MP, esto se debe a la influencia de los modos superiores de vibrar de la estructura.

Como se indicó en el capítulo 4, la distribución en altura de BPR podría optimizarse, aunque escapa los objetivos del método propuesto.

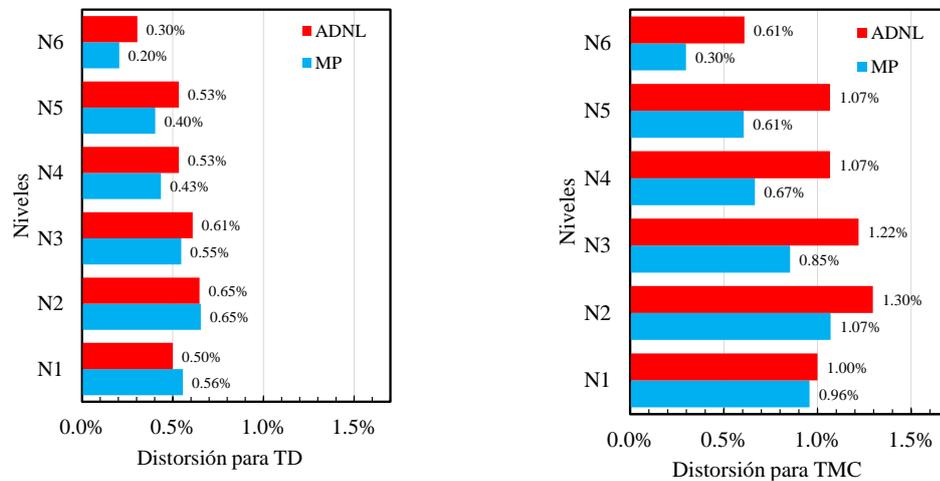


Figura 6.10. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones.

Por último, en la Figura 6.11 se presentan las demandas de ductilidad del SD. Se observan demandas máximas de 8.36 para TD respecto de 10 del MP. Para TMC las demandas máximas son de 16.61 respecto de 20 del MP. Si bien se manifiestan diferencias entre las demandas del ADNL y las del MP, siempre son menores en el ADNL.

Entonces se valida el método propuesto, el cual mediante una rápida estimación de las propiedades del sistema de disipación permite estimar la respuesta en términos globales de la estructura.

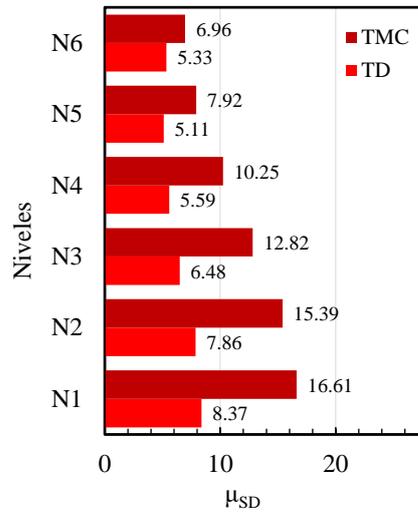


Figura 6.11. Demandas de ductilidades para TD y TMC en ADNL.

#### 6.4.3.2 Resultados del ADNL

El apartado anterior mostró los resultados del ADNL para AE-FC, ahora se incorporan los resultados del AE-FL, AA-FC y AA-FL, incrementando la cantidad de resultados.

Primero se analizan los desplazamientos máximos en la cubierta. En la Figura 6.12 se presentan los promedios, máximos y mínimos de los siete registros para cada grupo FL, FC, AA y AE del SO y SR. Los máximos de cada registro se muestran en el Anexo B. Resultados del edificio 6N.

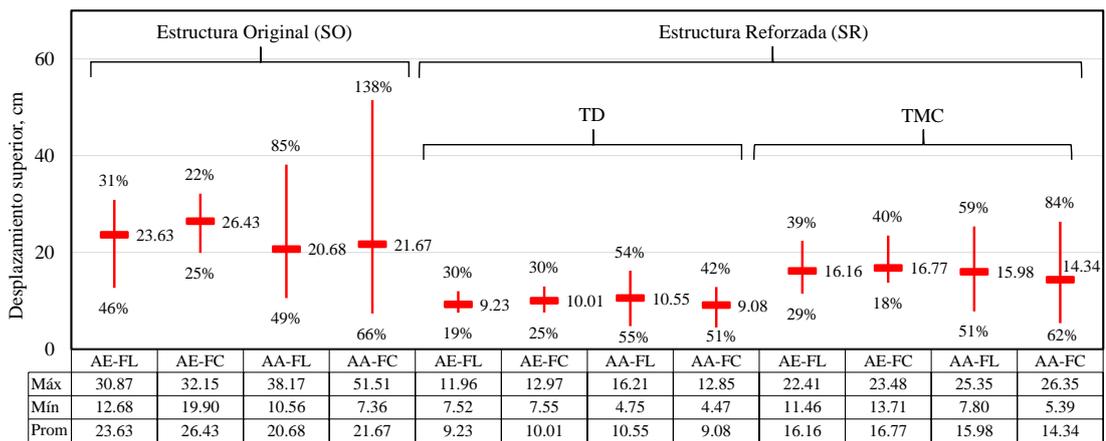


Figura 6.12. Desplazamientos máximos (promedios, máximos y mínimos) para estructuras SO y SR sometidas a TD y TMC por AA y AE. Unidades en cm.

Para el SR se obtiene un desplazamiento máximo promedio de entre 9.08 cm y 10.55 cm, inferior al previsto en el MP para TD (10.75 cm). Es importante destacar que en el SR la relación aproximada de desplazamientos máximos promedios entre TMC y TD es de 1.5, similar a la relación de aceleraciones espectrales de 1.5.

Respecto de la incidencia en los resultados de la cercanía a la falla, grupos FL y FC, se observa que no hay importantes variaciones.

Luego se analizan los esfuerzos de corte en la base. En la Figura 6.13 se presentan los promedios, máximos y mínimos de los siete registros para cada grupo FL, FC, AA y AE del SO y SR. Los máximos de cada registro se muestran en el Anexo B. Resultados del edificio 6N.

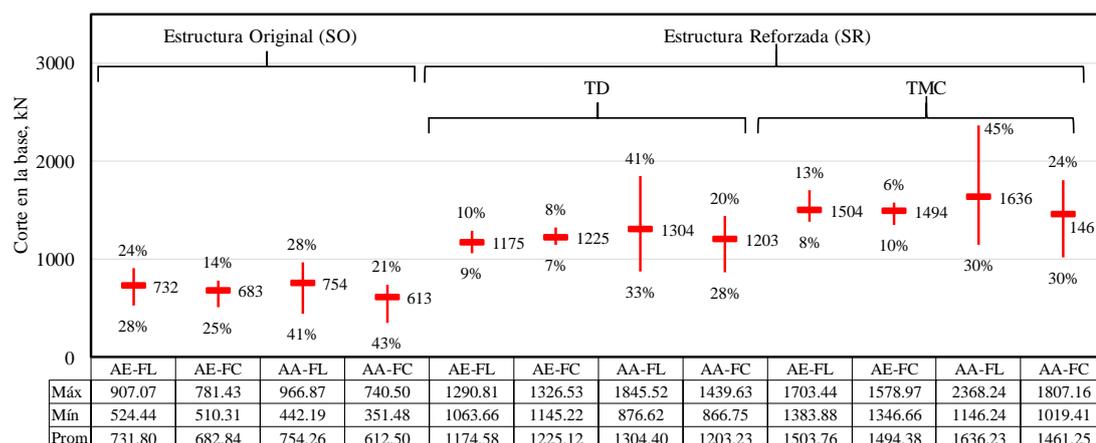


Figura 6.13. Corte en la base (promedios, máximos y mínimos) para estructuras SO y SR sometidas a TD y TMC por AA y AE. Unidades en kN.

Para el SR se obtienen cortes entre 1175 kN y 1304 kN para TD contra los 1037 kN del MP, y entre 1461kN y 1636 kN para TMC contra los 1291 kN del MP. La diferencia entre ADNL y MP se debe a lo indicado en el análisis de resultados de la Figura 6.9b.

Finalmente se analizan las distorsiones. En la Figura 6.14 se presentan las distorsiones máximas promedio en los distintos niveles de la estructura para los grupos de registros seleccionados, para el SO y el SR. Se observa que el SR disminuye las distorsiones para el TD y el TMC en todos los grupos, también se mantiene el perfil de distorsiones del

SO, aun cuando hay grandes desplazamientos inelásticos. La distorsión máxima se produce para el N2, 1.37% para SO, 0.65% para SR -TD y 1.09% para SR-TMC. Por lo tanto, se cumple la previsión del diseño del 0.65% para TD. No se aprecian diferencias significativas entre registros FL y FC. En el Anexo 2 se presentan las distorsiones del nivel 2 para todos los registros sísmicos.

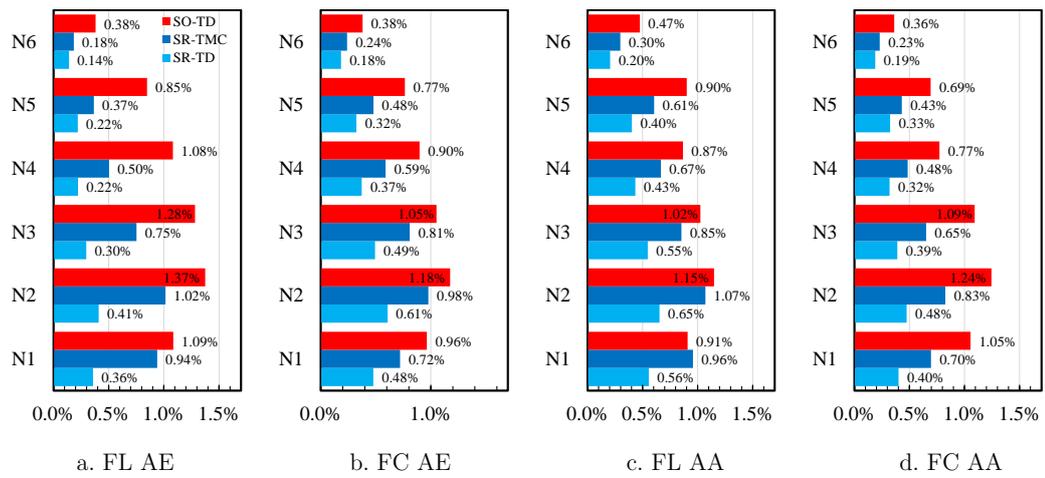


Figura 6.14. Distorsiones promedio por grupo de registros (FL y FC, AA y AE).

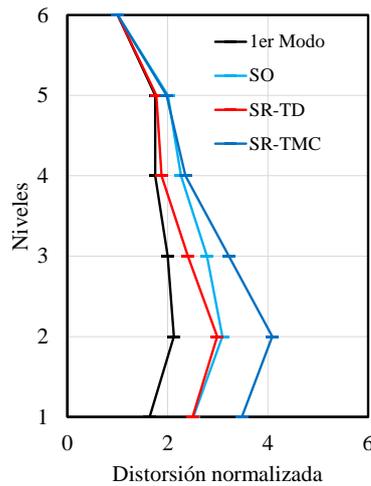


Figura 6.15. Distorsiones normalizadas al N6.

En la Figura 6.15 se muestran las distorsiones normalizadas al nivel 6 (N6) para SO, SR-TD, SR-TMC y para la forma del primer modo elástico. Se observa que el SR para TD mantiene la forma del primer modo, sin embargo, para TMC se aleja por la plastificación de las columnas en planta baja. Para el SO ocurre lo mismo que para SR-TMC.

### 6.4.3.3 Incidencia del método de escalamiento

En este apartado se comparan los resultados en desplazamientos y cortantes para los dos métodos de escalamientos. En capítulo 5 se discutieron ambos métodos y se mostraron ventajas y desventajas de cada uno.

Para la dispersión de valores se utiliza el coeficiente de variación,  $C_V$ , calculado como la relación entre la desviación estándar y el promedio o media aritmética. En la Figura 6.16 se presenta el  $C_V$  para desplazamientos y corte basal en ambos métodos de escalamientos.

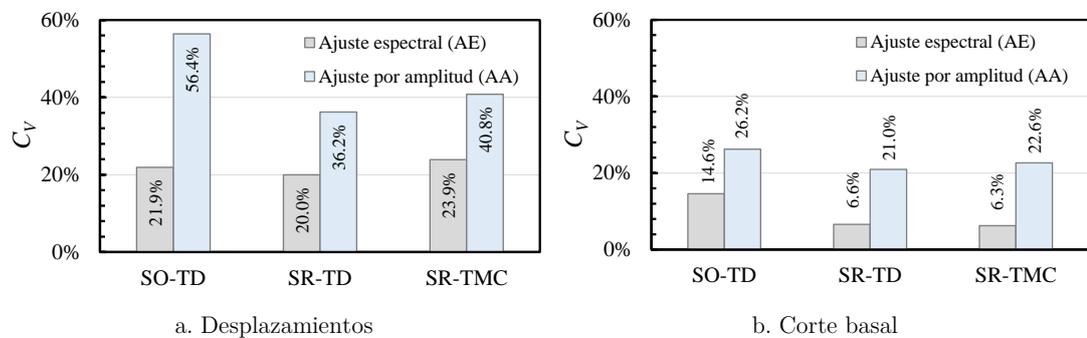


Figura 6.16. Coeficiente de variación,  $C_V$ .

En primera instancia se observa una dispersión mayor para registros AA respecto de los AE. La dispersión se incrementa conforme aumenta la incursión en el rango no lineal de la estructura. Es importante recordar que el escalamiento por AA es para un rango de periodos acotados, y en caso de no linealidad importantes la estructura seguramente se encuentre fuera de ese rango. Esto no ocurre para registros AE ya que el rango de

escalamiento es más amplio, tema discutido en el capítulo 5. La dispersión mostrada en términos de corte basal es menor que para los desplazamientos, esto debido a la incursión en la no linealidad de la estructura.

A continuación, se varía el desplazamiento objetivo de diseño para evaluar y validar el método propuesto ante distintos escenarios.

## 6.5 Análisis de sensibilidad

En esta sección se realiza un estudio de sensibilidad sobre el edificio en cuestión, con dos objetivos: (i) Evaluar la incidencia de los parámetros de diseño, desplazamiento máximo y ductilidad del sistema de disipación; (ii) contrastar los resultados mediante ADNL para distintos escenarios de desplazamiento máximo.

### 6.5.1 Evaluación de los parámetros de diseño

Se plantean 20 escenarios compuestos por 10 desplazamientos objetivos entre 6.55 cm y 26 cm para ductilidad del SD de 5 y 10. En la Tabla 6.3 se indica el desplazamiento máximo de diseño en la cubierta del edificio, la relación entre el desplazamiento y la altura total ( $d / H_t$ ), la distorsión máxima ( $\Theta_{max}$ ) y la ductilidad de diseño del SO. La distorsión máxima se produce en el nivel 2, tal como se mostró en las propiedades dinámicas Tabla 6.1. Los escenarios planteados incluyen  $\mu_{SO}$  entre 1 y 4, aunque este último valor es solo a los fines del estudio de sensibilidad.

Aplicando el algoritmo de diseño presentado en el capítulo 4 se determinan las propiedades del SD para cada escenario. La Figura 6.17 presenta la relación  $V_{eSD} / V_{eSO}$ , resistencia que necesita aportar el SD respecto de la resistencia del SO, y la relación  $K_{eSD} / K_{eSO}$ , rigidez efectiva que necesita aportar el SD respecto de la rigidez efectiva del SO. Ambas para dos valores de  $\mu_{SD}$ . La primera conclusión es que ambos gráficos son similares, esto es debido a la premisa del DDBD, donde existe una relación directa entre la resistencia y la rigidez efectiva o secante al desplazamiento máximo. Luego se observa que a medida que disminuye  $d$  es necesario un aporte mayor de  $V_{eSD}$  y  $K_{eSD}$ . En el gráfico se observa un quiebre, el cual coincide con el comienzo de la rama descendente en el

espectro de aceleraciones,  $T_n = 0.708$  segundos en este caso. También se observa que para valores menores de  $\mu_{SD}$  es necesario aportar mayor  $V_{eSD}$  y  $K_{eSD}$  para el mismo  $d$ .

Tabla 6.3. Parámetros del estudio realizado sobre distintos escenarios.

Escenario	Desplazamiento $d$ en cm	Relación $d / H_t$ (%)	Distorsión máxima, $\theta_{max}$ (%)	Ductilidad del SO, $\mu_{SO}$
1	6.55	0.30	0.38	1.01
2	7.00	0.33	0.40	1.08
3	8.60	0.40	0.50	1.32
4	10.00	0.47	0.58	1.54
5	11.20	0.52	0.65	1.72
6	13.00	0.60	0.75	2.00
7	17.25	0.80	1.00	2.65
8	19.50	0.91	1.13	3.00
9	21.60	1.00	1.25	3.32
10	26.00	1.21	1.50	4.00

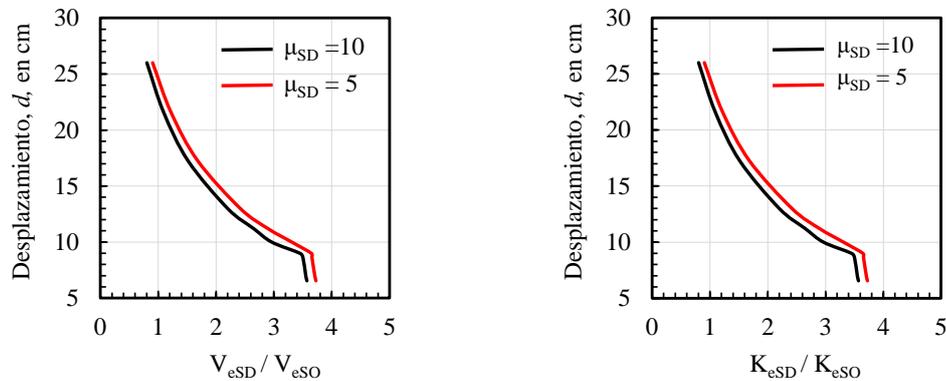


Figura 6.17. Relación de resistencias y rigideces efectivas entre SD y SO.

En la Figura 6.18 se presenta la relación  $K_{iSD} / K_{iSO}$ , relación entre rigideces iniciales o a la fluencia. A medida que disminuye  $d$  se incrementa la relación entre rigideces, además las curvas entre las distintas  $\mu_{SD}$  no mantienen el paralelismo. También se muestra en la figura el AVE total del SR. Se observa un máximo del  $\zeta_{eSR}$  para un desplazamiento

que coincide con el periodo del comienzo de la rama descendente. Para desplazamientos mayores y menores de ese valor el  $\xi_{eSR}$  siempre es menor, además las curvas de  $\mu_{SD}$  muestran un paralelismo. La mayor reducción de desplazamiento se produce entonces para el periodo correspondiente al comienzo de la rama descendente.

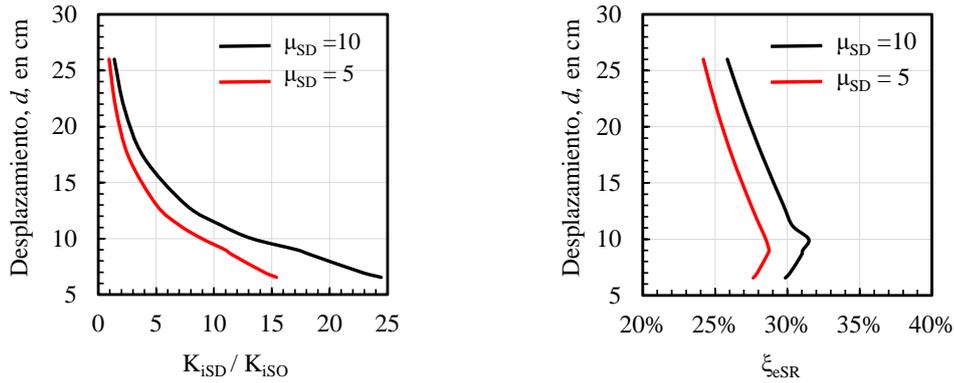


Figura 6.18. Relación entre rigideces inicial entre SD y SO y AVE del SR.

### 6.5.2 Contrastación con el análisis dinámico no lineal

En el punto 6.4.1 se mostró que los resultados previstos en el diseño se corresponden con el ADNL para un desplazamiento objetivo. En esta sección se establecen cuatro escenarios más y se realiza el ADNL con el fin de evaluar los resultados obtenidos. Para realizar el análisis se utilizan 14 registros, 7 FL-AE y 7 FC-AE. En la Tabla 6.4 se extraen los escenarios de la Tabla 6.3 sobre los cuales se efectúa el análisis, con la salvedad que el escenario 5 ya fue evaluado en el diseño inicial, punto 6.3.

Tabla 6.4. Escenarios para el ADNL.

Escenario	Desplazamiento d en cm	Relación d / Ht	Distorsión máxima, $\theta_{max}$	Ductilidad del SO, $\mu_{SO}$
1	6.55	0.30%	0.38%	1.01
5	11.20	0.52%	0.65%	1.72
6	13.00	0.60%	0.75%	2.00
8	19.50	0.91%	1.13%	3.00
10	26.00	1.21%	1.50%	4.00

En la **¡Error! La autoreferencia al marcador no es válida.** se presentan las propiedades de los dispositivos, rigidez y resistencia, en cada uno de los niveles para los distintos escenarios, datos obtenidos mediante el diseño del SD presentado en el capítulo 4.

Tabla 6.5. Propiedades de los dispositivos del SD para los distintos escenarios.

Escenario 1		Escenario 5		Escenario 6		Escenario 8		Escenario 10	
$\mu_{SO} = 1$		$\mu_{SO} = 1.72$		$\mu_{SO} = 2$		$\mu_{SO} = 3$		$\mu_{SO} = 4$	
$v_{ySD,i,j}$	$k_{SD,i,j}$	$v_{ySD,i,j}$	$k_{SD,i,j}$	$v_{ySD,i,j}$	$k_{SD,i,j}$	$v_{ySD,i,j}$	$k_{SD,i,j}$	$v_{ySD,i,j}$	$k_{SD,i,j}$
kN	kN/cm	kN	kN/cm	kN	kN/cm	kN	kN/cm	kN	kN/cm
95.71	1872.91	71.60	819.34	58.95	581.20	34.08	224.03	21.54	106.20
207.14	2316.17	155.0	1013.25	127.58	718.75	73.76	277.05	46.62	131.34
300.35	3358.39	224.7	1469.19	184.99	1042.17	106.96	401.71	67.60	190.43
375.72	3675.96	281.1	1608.12	231.40	1140.72	133.79	439.70	84.57	208.44
425.96	3922.40	318.6	1715.93	262.35	1217.20	151.69	469.17	95.88	222.41
473.21	5181.14	354.0	2266.59	291.45	1607.81	168.51	619.74	106.51	293.79

Se realizan los 14 ADNL para los 4 escenarios, se respetan las propiedades del modelo y método de solución indicado en el punto 6.4.1. En la Figura 6.19 se presentan los desplazamientos máximos para cada  $\mu_{SO}$  con un punto gris. Las líneas negras indican el promedio de estos valores y el punto rojo el desplazamiento propuesto en el diseño. Se observa que tanto el estimado como el ADNL siguen la tendencia, la diferencia entre ambas curvas se acentúa a medida que aumenta la ductilidad del SO desde el 2% para  $\mu_{SO} = 1$  hasta 25% para  $\mu_{SO} = 4$ , más adelante se trata sobre esta diferencia. Respecto de la dispersión de los valores del ADNL se observa que el  $C_V$  resulta entre 20% y 35% siendo menor para  $\mu_{SO} = 1.72$ .

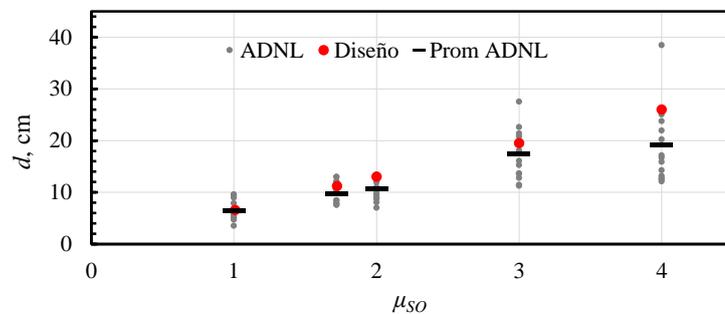


Figura 6.19. Desplazamientos máximos promedios del ADNL y los previstos en el diseño para los distintos escenarios.

Para analizar las distorsiones de piso se muestra la Figura 6.20 donde se comparan las distorsiones del ADNL con las previstas en el diseño, estas obtenidas según el primer modo de vibración. Tal como se observó en desplazamientos, las curvas se distancian con el aumento de  $\mu_{SO}$ , sin embargo, las distorsiones del ADNL siempre son menores que las previstas.

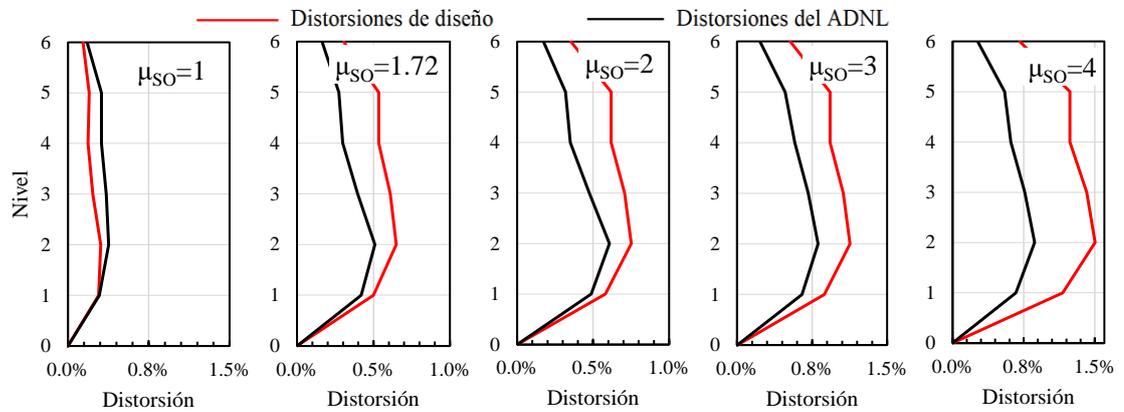


Figura 6.20. Distorsiones de piso máximo promedio del ADNL y las previstas en el diseño para los distintos escenarios.

En la Figura 6.21 se analiza la dispersión de distorsiones en los distintos niveles de la estructura. Se observa nuevamente el distanciamiento entre el ADNL y lo previsto, sin embargo, resulta importante destacar que la dispersión se mantiene en todos los casos entre el 20% y el 40%.

Por último, se presentan las ductilidades del SD en los distintos niveles de la estructura, Figura 6.22. Se observa que en todos los casos las demandas son inferiores a 10, valor previsto en el diseño. También, se destaca que cuando incrementa  $\mu_{SO}$  disminuye  $\mu_{SD}$  en concordancia con lo observado en distorsiones de piso, Figura 6.20 y Figura 6.21.

Este estudio de sensibilidad muestra que los desplazamientos previstos son aproximados a los obtenidos en el ADNL. La diferencia entre ambos es del 2% cuando el sistema

original permanece elástico y llega al 20% para ductilidades de 4, siendo su incremento en forma lineal. Este fenómeno también se presenta en las distorsiones y las demandas de ductilidad del sistema de disipación. Es importante comentar que, si bien el método se basa en mantener la primera forma de vibrar, esto se torna complejo cuando la estructura original incursiona en el rango no lineal. Estudios realizados recientemente por Yan (Yan & Gong, 2019) muestran la variación del perfil de distorsión a medida que la estructura incursiona en el rango inelástico.

Entonces, surge la inquietud de incorporar al método otros perfiles de distorsiones y con ello variar la distribución de propiedades del sistema de disipación, cuestión pendiente para futuras investigaciones.

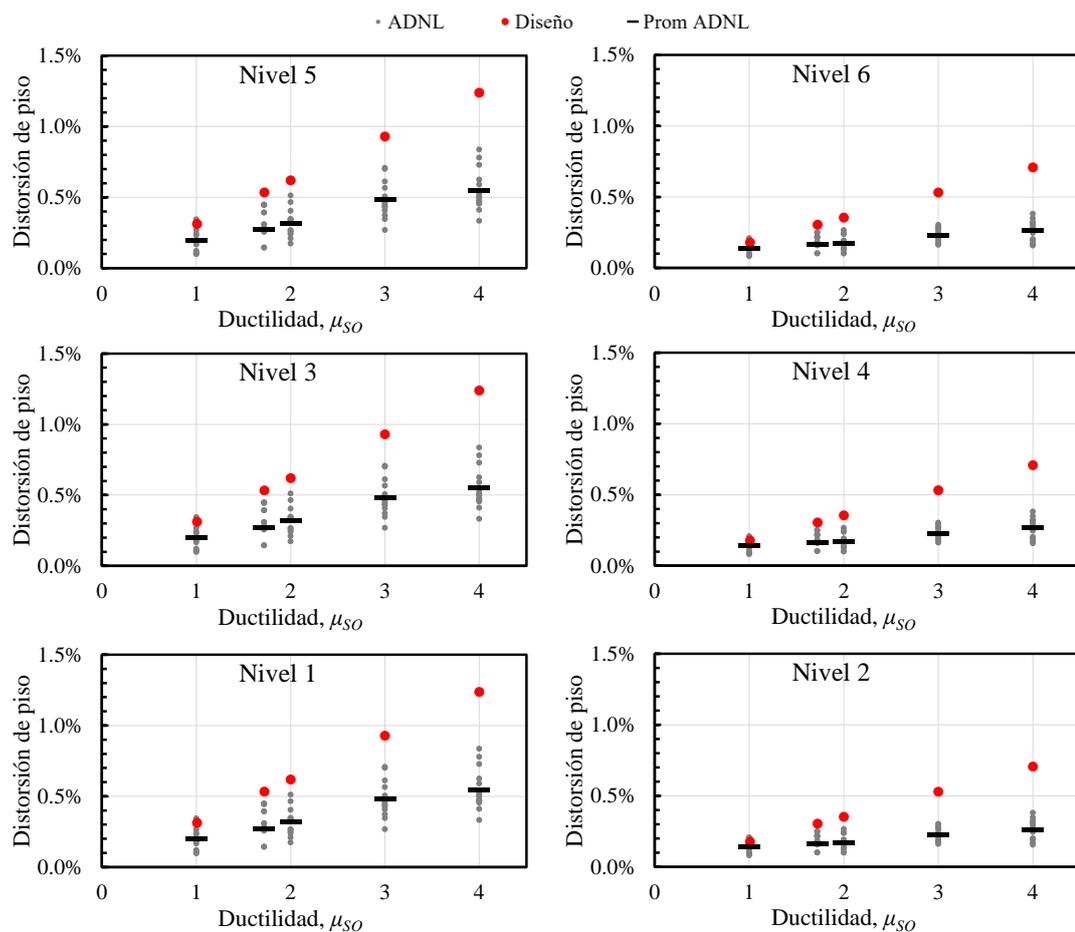


Figura 6.21. Distorsiones de piso en los distintos niveles entre el ADNL y lo previsto en el diseño.

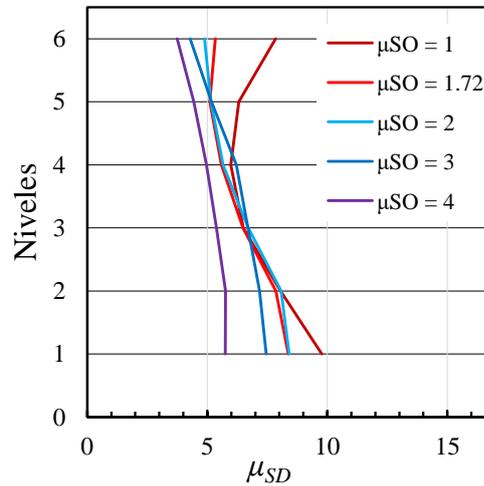


Figura 6.22. Demandas de ductilidad en el sistema de disipación promedios de máximos del ADNL.

## 6.6 Conclusiones

Es sabido que el avance del conocimiento en ingeniería sísmica trae aparejado que estructuras que en algún momento fueron diseñadas conforme a normativa, hoy resulten vulnerables a las mismas demandas sísmicas, por ello se propuso en este capítulo evaluar la reducción de la vulnerabilidad cuando en la estructura se incorpora un sistema histerético de disipación de energía. Se aplicó el método de diseño propuesto en el capítulo 4, que permitió definir de forma simple y a un bajo costo computacional las propiedades del sistema de disipación para incorporar a la estructura existente. Se utilizó el *software* desarrollado especialmente para el método, CALDIS v1.1. Las mejoras en el desempeño de la estructura reforzada se verificaron mediante análisis dinámico no lineal. La construcción original también se evaluó con el objetivo de comparar el desempeño de ambos. Para este análisis se consideraron dos grupos de siete registros (uno de falla lejana y otro de falla cercana), característicos del gran Mendoza. Los registros fueron escalados por ajuste espectral y ajuste por amplitudes, según requiere la norma estadounidense. En la última sección del capítulo se realizó un análisis de sensibilidad

para evaluar la efectividad del método frente a distintos escenarios de comportamiento de la estructura original.

Los resultados del análisis estático no lineal mostraron que a nivel global (a través de las distorsiones de piso y los desplazamientos en cubierta), y según los criterios de la norma americana la estructura original presentó un comportamiento inadecuado (vulnerabilidad elevada).

Por otro lado, en el caso del edificio que incorpora el sistema de disipación propuesto, los resultados del análisis arrojaron valores correspondientes a un desempeño adecuado (vulnerabilidad baja).

Para validar el método propuesto se compararon los resultados globales con los obtenidos del ADNL. El MP estimó desplazamientos 15% menores que los obtenidos del ADNL, en el TMC la diferencia se incrementó al 18%. En términos de corte basal la diferencia fue del 17% para ambos escenarios de demanda. Y en las distorsiones se obtuvo el mismo valor en el ADNL que el estimado en el MP para TD, para TMC la diferencia fue del 18%.

En el sistema de disipación se obtuvo un desempeño adecuado para el nivel de terremoto máximo considerado, las demandas en fuerzas y desplazamientos para cada disipador fueron inferiores a las capacidades de estos.

El aporte fundamental de este capítulo resulta en que el método de diseño propuesto en el capítulo 4 permitió definir de manera simple y a un bajo costo computacional las características del sistema de disipación, a efectos de obtener un desempeño eficiente de la construcción reforzada según se verificó mediante el análisis dinámico no lineal.

También, se mostró que los registros de falla lejana y de falla cercana (sin pulso) no presentaron variaciones significativas en los parámetros de respuesta analizados. Por ello, no se avizora una influencia en particular sobre el desempeño estructural.

Se agrega a lo anterior que, los registros escalados mediante el método de ajuste por amplitudes arrojan resultados con una variabilidad significativamente mayor que aquellos escalados por ajuste espectral.

Finalmente, el estudio de sensibilidad realizado mostró que el método es confiable para ductilidades de la estructura original de hasta 2. Cuando este valor se supera se observaron diferencias importantes entre el análisis dinámico no lineal y el método propuesto.

Estos resultados ponen de manifiesto que: (i) El método de diseño desarrollado en el capítulo 4 permite en forma rápida y sencilla definir las propiedades de un sistema de disipación con los cuales se pueda mejorar el desempeño de construcciones existentes; (ii) en el análisis dinámico no lineal resulta innecesario considerar registros de falla lejana en forma separada de registros de falla cercana sin pulso; (iii) el escalamiento por ajuste espectral presenta ciertas ventajas (menor dispersión y menores tiempos computacionales) respecto del ajuste por amplitudes puestos de manifiesto en el caso de la estructura analizada en este capítulo; y (iv) La ductilidad de la estructura original no debe superar de 2 para tener una eficiencia alta de los resultados.

Estudios de otras estructuras son necesarias para validar el método propuesto, el capítulo siguiente trata sobre un pórtico representativo de otra tipología estructural.

## Capítulo 7

# Aplicación a pórtico en edificio escolar

### 7.1 Introducción

La vulnerabilidad de edificios existentes, y las estrategias para su refuerzo, es un problema internacional. En el caso de edificios escolares, la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres - UNISDR ([www.undrr.org](http://www.undrr.org)), está promoviendo junto con los miembros de la Alianza Global la Reducción del Riesgo de Desastres y la Resiliencia en el Sector de la Educación - GAD3RES (<https://gadrres.net>), una acción coherente y coordinada sobre la seguridad escolar a nivel mundial. La UNISDR, además, ha coordinado el desarrollo de una Iniciativa Mundial para Escuelas Seguras – WISS ([www.unisdr.org/we/campaign/wiss](http://www.unisdr.org/we/campaign/wiss)) como un programa de asociación global para la implementación de la seguridad escolar que abarca la gestión escolar de desastres, la reducción del riesgo de desastres y la educación de resiliencia (Bay, et al., 2019).

En la provincia de Mendoza se han reforzado varios edificios escolares desde la década del '80. Por ejemplo, la escuela Normal Tomás Godoy Cruz, con refuerzo de tabiques de hormigón y estructura metálica exterior, la escuela Beatriz Falcitelli con refuerzo mediante el recrecimiento de la estructura de hormigón existente y la escuela Pio XII mediante la incorporación de diagonales metálicas y refuerzo con fibras de carbono en la estructura de hormigón.

En los tres casos mencionados la necesidad del refuerzo se debe a circunstancias particulares y han sido abordados por destacados profesionales del medio, pero sin un criterio unificado en la búsqueda de la solución. Sin embargo, es necesario avanzar en un proyecto global sobre la seguridad estructural de las escuelas.

Por ello, a fines de 2019 se comienza a trabajar en el proyecto sobre Gestión del Riesgo Sísmico en Edificios Escolares (GERISI) entre el gobierno provincial a través de la Agencia Provincial de Ordenamiento Territorial y la Universidad Tecnológica Nacional. También forman parte de este proyecto investigadores de la Universidad de Chile y de la Universidad de Búfalo (USA). Los principales objetivos del proyecto GERISI son: (i) adaptar la metodología de evaluación sísmica para elementos estructurales y no estructurales de edificios escolares, adaptada al Índice de Seguridad Escolar (ISE) de la UNESCO; (ii) Proponer recomendaciones para estrategias de rehabilitación de estructuras y elementos no estructurales; (iii) Evaluar estrategias de refuerzo estructural; y (iv) Interactuar con los miembros del gobierno responsables de los edificios escolares.

Para cuantificar la magnitud del problema en la provincia de Mendoza, se destaca que posee aproximadamente 1500 escuelas, en las que se educan unos 500000 alumnos, y donde solo unos 400 edificios fueron diseñados luego de la aparición del Código de Construcciones Sismorresistentes de Mendoza de 1987. Así, en esta provincia sería necesario evaluar la vulnerabilidad de más de 1000 construcciones, muchas de las cuales podrían requerir adecuación (Palazzo, et al., 2018).

El objetivo de este capítulo es aplicar la metodología de diseño propuesta en el capítulo 4, de fácil implementación, al refuerzo estructural de un edificio escolar típico situado en el gran Mendoza. De esta forma plantear una posible solución a los problemas manifestados en los párrafos anteriores. A diferencia del capítulo anterior en este caso se aborda un edificio de baja altura.

En la primera parte se presenta el edificio educacional en estudio y se realiza una evaluación del desempeño actual. En la sección siguiente se diseña el sistema de disipación propiamente dicho. Finalmente, en la tercera sección se evalúa la eficiencia

del método propuesto mediante análisis dinámico no lineal de la estructural (Bay, et al., 2019).

## 7.2 Edificio educacional de estudio

El edificio estudiado es la Escuela 9-006 Francisco Humberto Tolosa situado en el departamento de Rivadavia en la provincia de Mendoza. Este edificio representa la arquitectura escolar típica de la década del 80 en toda la provincia. El departamento de Rivadavia se encuentra en zona sísmica 3, aunque a los fines de este estudio se considera zona sísmica 4.

La documentación de partida para este estudio ha sido proporcionada por la consultora SOLIDUS (<http://solidus-ing.com/>) quien realizó un informe técnico sobre la vulnerabilidad estructural y propuesta de refuerzo mediante técnicas convencionales.

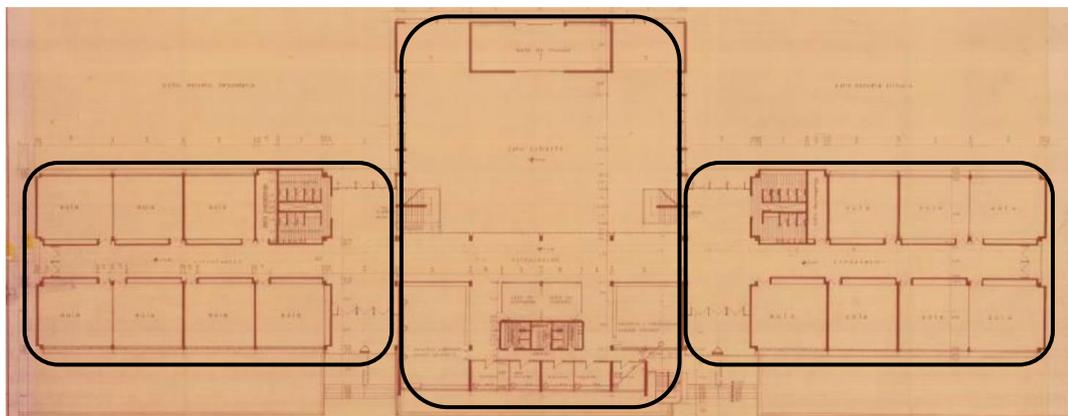


Figura 7.1. Planta del edificio completo, bloque izquierdo estudiado en este trabajo.

El edificio, presentado en la Figura 7.1 , se construyó en el año 1983 con aplicación del reglamento vigente en esa fecha (CCA-70, 1970), cuenta con tres bloques, este estudio se centra en el cuerpo izquierdo, destinada a aulas. En la Figura 7.2 se presentan vistas (interior y exterior) del cuerpo analizado.

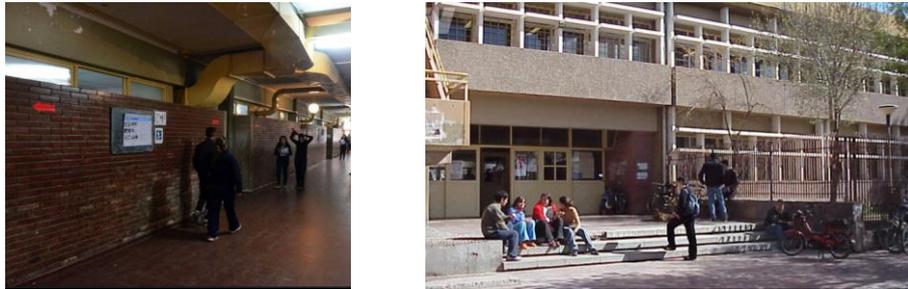


Figura 7.2. Imágenes del sector estudiado. Izquierda: Pasillo central. Derecha: Fachada

El bloque lateral estudiado posee dos plantas con altura de 3.36 m en cada nivel (identificadas como planta baja PB y planta alta PA), de 36.20 m de largo y 19.70 m de ancho, con una superficie cubierta total de 713.14 m<sup>2</sup>. El sistema resistente a la acción sísmica se presenta en la Figura 7.3 y está compuesto por: losas de hormigón armado en ambas plantas, muros de mampostería encadenada en la dirección transversal (indicados en color gris) y pórticos de hormigón armado en la dirección longitudinal. La sección transversal de las columnas de estos pórticos tiene 270 mm de ancho (en la dirección longitudinal) y 500 mm de largo (en la transversal); y la sección transversal de las vigas tiene un ancho de 270 mm y un alto de 870 mm. Se destaca la mayor flexibilidad de la estructura en la dirección longitudinal (que se estudia en este trabajo) donde solo se tienen pórticos, pero con columnas de 270 mm en la dirección de estudio.

De acuerdo con estudios de materiales realizados por la consultora, el hormigón de las columnas es clase H-22, y el de las vigas H-28; mientras que la armadura está integrada por acero conformado en frío tipo ADM 420.

Para el estudio se ha considerado un modelo simplificado. En la fachada hay antepechos de mampostería de ladrillo hueco, no portante, que no serán incluidos en la simulación computacional debido a que el refuerzo propuesto se alojará en la misma línea que los antepechos. Otra simplificación es la no consideración de los muros de mampostería del sector de sanitarios que, si bien no tienen vinculación con la losa de entrepiso, generan una interferencia en los muros colindantes.

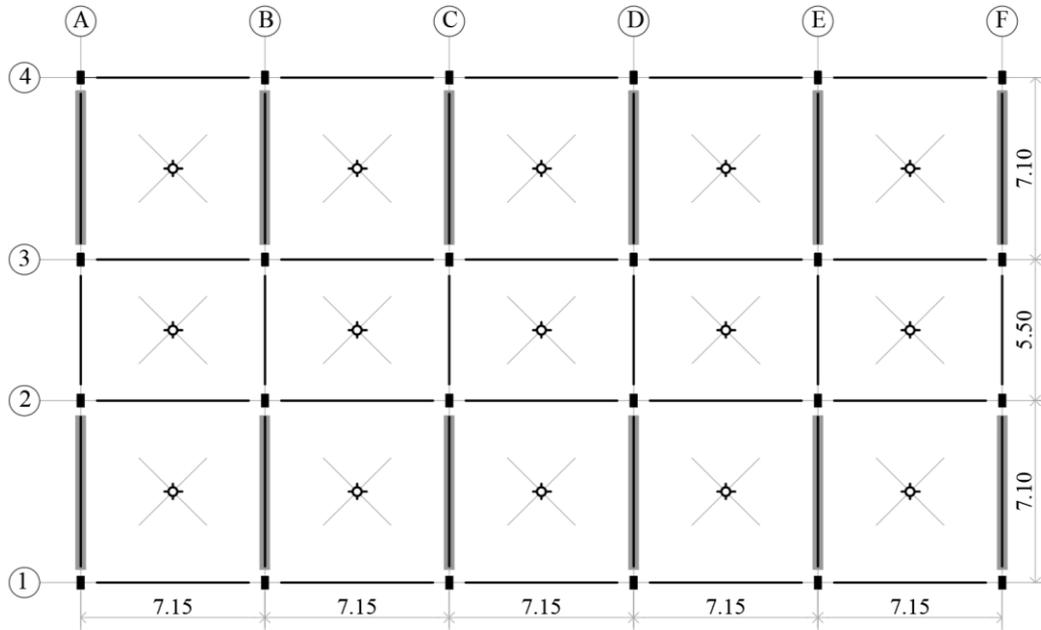


Figura 7.3 Esquema estructural en planta.

Entonces considerando las simplificaciones del párrafo anterior, este estudio se aborda como un análisis en 2D y para ello se utiliza un pórtico típico longitudinal, líneas estructurales 1, 2, 3 y 4. En la Figura 7.4 se presenta la elevación del pórtico analizado y las secciones hormigón armado de los elementos estructurales.

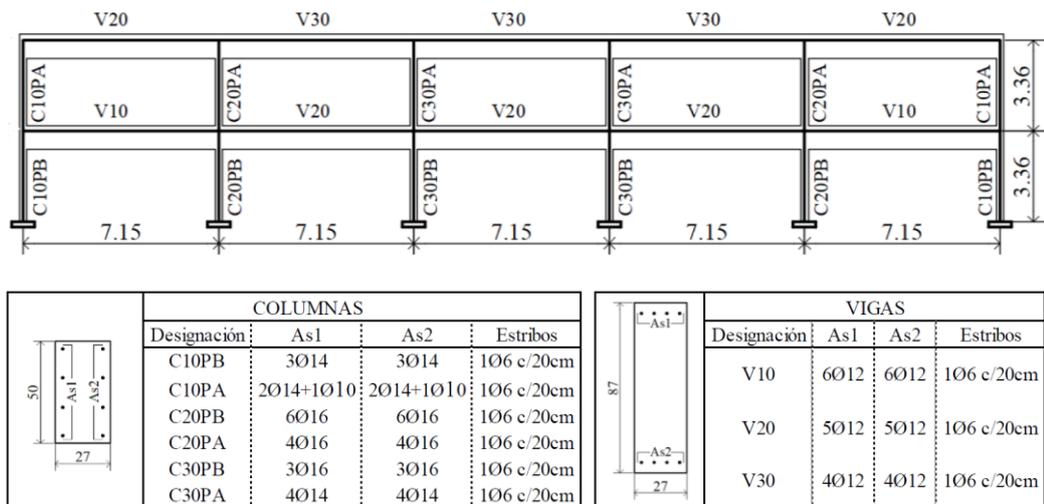


Figura 7.4 Elevación del pórtico analizado y cargas consideradas

El peso sísmico de la estructura es de 11 713.13 kN, con un peso unitario de 8.20 kN/m<sup>2</sup>. En primera instancia se realiza una estimación de la fuerza sísmica lateral que debería soportar la estructura según la reglamentación vigente (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). Entonces se tiene: (i) un sitio Tipo 3 - S<sub>E</sub>, (ii) la tipología estructural con un factor de reducción R de 2.50, y (iii) el factor de uso de 1.3. Esto origina un coeficiente sísmico de 0.468 en la dirección longitudinal, y un corte basal (también en esa dirección) de 5475.60 kN. Este valor es significativamente inferior a la capacidad de la estructura determinada más adelante, en el punto 7.3.2, por tanto, se requiere el refuerzo estructural para adecuar a la estructura en la dirección analizada a los requerimientos actuales.

Queda fuera del alcance de este estudio el análisis en sentido transversal, se infiere que el exceso de rigidez otorgado por los muros de mampostería podrían suplir cualquier deficiencia en rigidez y ductilidad. Aunque deberían modelarse la estructura para evaluar la vulnerabilidad siguiendo modelos de mampostería sugeridos en la literatura (Crisafulli & Carr, 2007).

### **7.3 Diseño del sistema de disipación**

Par el diseño del sistema de disipación se utiliza el método propuesto en el capítulo 4. Primero se establece el objetivo de desempeño, para lo cual se plantean dos escenarios posibles. Luego se realiza la evaluación del desempeño actual, para finalmente, determinar las propiedades del sistema de disipación de energía.

#### **7.3.1 Definición del objetivo de desempeño**

Dado que en nuestro país no se tiene aún normativas basadas en desempeño es que se adopta la norma estadounidense (ASCE-41, 2017). Esta norma establece los niveles de desempeño esperado en función de la categoría de riesgo de la estructura, aunque también permite modificarlos a criterio del proyectista con acuerdo del propietario. Por ello, se adopta como sismo de diseño el del reglamento argentino (INPRES-CIRSOC

103-I, 2018) y como terremoto TMC el TD incrementado por un factor de 1.50 (ASCE-7, 2016), tema tratado en el capítulo 2 y capítulo 5.

En este caso se define para el TD que la estructura tenga un nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO) y para el TMC un desempeño de seguridad de vida (LS). En la Tabla 7.1 se presenta un resumen de demandas y objetivo de desempeño esperado. Como se indicó en el capítulo 4, los criterios de desempeño globales se establecen del FEMA 356 (2000), recordando que el reglamento ASCE 41 (2017) establece criterios locales.

Establecida la demanda y el objetivo de desempeño se desarrolla la evaluación del estado actual de la construcción.

Tabla 7.1. Resumen de demanda sísmica (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) y objetivos de desempeño (FEMA-356, 2000).

Demanda sísmica			Objetivo de desempeño			
Sismo	Origen	Recurrencia	Nivel		Distorsión máxima	Desplazamiento en la cima
TD	IC103-I(2018)	10% en 50 años	Ocupación inmediata	IO	0.01	6.72 cm
TMC	1.50 x IC103-I(2018)	2 % en 50 años	Seguridad de vida	LS	0.02	13.44 cm

### 7.3.2 Evaluación del desempeño actual

El método de diseño propuesto en el capítulo 4 de esta tesis presenta como paso preliminar la evaluación del desempeño estructural a través de los conceptos del DDBD.

Se realiza un AENL aplicando un peine de cargas incremental, proporcional al primer modo de vibración de la estructura, previa aplicación de las cargas gravitatorias propias de la estructura (ASCE-41, 2017).

El AENL se aplica mediante un modelo de elementos finitos con la geometría y características indicadas en la Figura 7.4. Se utiliza el *software* de código abierto,

(OpenSees, 2009) empleando un modelo de fibras basado en elementos *NonLinear Force-Beam-Column Elements* para vigas y columnas de hormigón armado. A los elementos se les aplica una sección transversal de fibras de acero y hormigón, con una cantidad de 12 y 200 fibras respectivamente de cada material (ASCE-41, 2017). El tipo de material empleado para modelar el acero de refuerzo es *Steel01* y para el hormigón *Concrete02*, el cual considera la resistencia a compresión y tracción del hormigón.

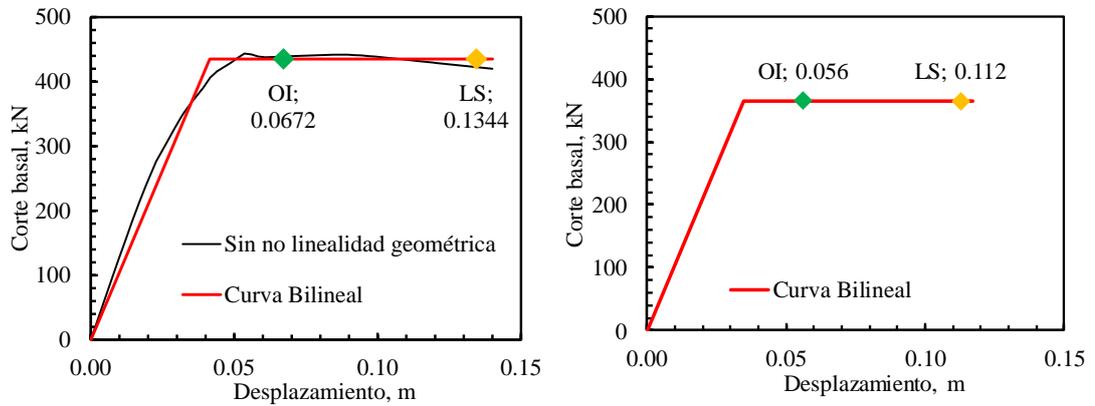
En primera instancia se determinan las propiedades dinámicas elásticas fisuradas de la estructura (SO). En la Tabla 7.2 se presenta el periodo de la estructura, el factor de participación modal,  $\Gamma$ , la forma modal normalizada,  $\phi$ , y los pesos de cada uno de los niveles,  $W_i$

Tabla 7.2. Propiedades dinámicas de la estructura.

Nivel	$h_i$ m	$H_i$ m	$m_i$ Tons	$W_i$ kN	$\phi_i$	$m_i \phi_i$	$W_i \phi_i$	$W_i \phi_i^2$
2	3.36	6.72	140.04	1373.79	1.000	140.04	1373.79	1373.79
1	3.36	3.36	158.46	1554.49	0.605	95.87	940.47	568.98
<b>Total</b>			<b>298.50</b>	<b>2928.28</b>		<b>235.91</b>	<b>2314.26</b>	<b>1942.77</b>
	Primer modo de vibración, $T_{n1}$						0.685	seg
	Factor de participación modal, $\Gamma$						1.195	

Una vez realizado el AENL se presenta la curva corte basal – desplazamiento en la Figura 7.5a. Se indica la curva del análisis estático no lineal y además la curva bilineal elasto-plástica obtenida con el concepto de igualar las energías.

Con  $\Gamma$  se obtiene la curva del sistema equivalente de un grado de libertad (SUGLE) mostrada en la curva bilineal en la Figura 7.5b. En ambas curvas se indican los desplazamientos para los niveles de desempeño esperados según el FEMA 356 (2000).



a. SVGL.

b. SUGLE.

Figura 7.5 Curva Carga-Desplazamiento del SO.

Considerando que la estructura tiene una capacidad de desplazamiento de 0.14 m (Figura 7.5), la ductilidad resulta  $\mu_{SO} = 3.38$ . Esta ductilidad representa un AVE de  $\xi_{eq} = 17.67\%$  (Yan, et al., 2018). En la Figura 7.6 se presenta el espectro en aceleraciones y desplazamientos de demanda (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018) para  $\xi = 5\%$  y  $\xi_{eq}$ . Para reducir el espectro se utiliza la tabla 18.7-1 (ASCE-7, 2016).

Con el desplazamiento máximo posible, 0.14 m, se intercepta la curva del espectro de desplazamiento y se obtiene el periodo efectivo de la estructura equivalente,  $T_e = 1$  segundo. En función de la expresión clásica de la dinámica se determina la rigidez efectiva para el sistema equivalente considerando  $m_e = 235.91$  toneladas másicas, resulta  $K_e = 92.07$  kN/cm.

Considerando un desplazamiento máximo de 11.2 cm, para LS, se determina la demanda de resistencia total de la estructura,  $V_u = K_e d_{SO} = 1082.11$  kN. Esta resistencia de demanda resulta inferior a la capacidad de la estructura determinada mediante el AENL,  $V_{SO} = 435$  kN.

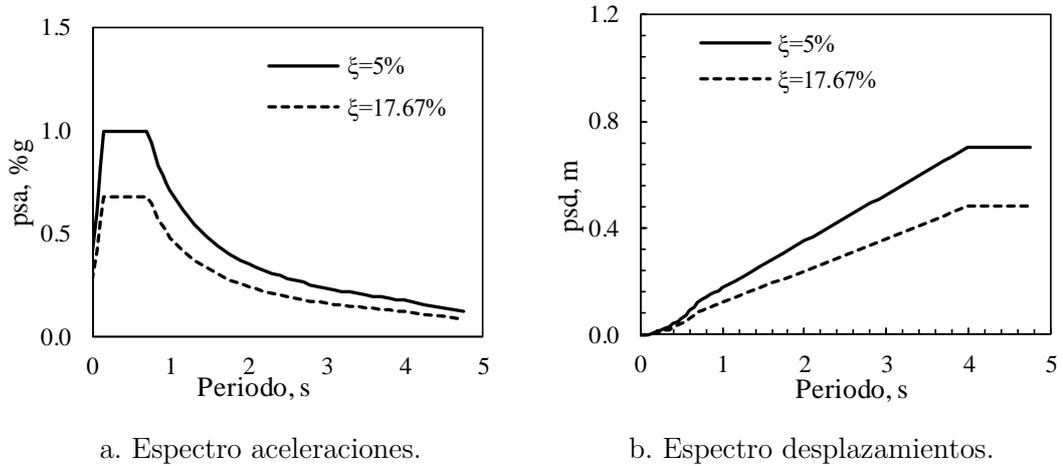


Figura 7.6 Espectros de demanda (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018)

Es decir, la estructura analizada carece de resistencia suficiente para absorber la demanda sísmica de los reglamentos actuales y por ello es necesario realizar un refuerzo estructural.

Para el refuerzo estructural se plantea un sistema de disipación pasiva de energía formado por barras de pandeo restringido (BPR), diseñado a través del método propuesto en el capítulo 4 y aplicando la planilla de cálculo CALDIS v1.1 presentada en el anexo A.

### 7.3.3 Diseño del sistema de disipación

Se propone un sistema de disipación histerético con diagonales según la configuración indicada en la Figura 7.7. Se dispone en los tres paños centrales que coinciden con aulas y no presentan problemas de funcionalidad en la edificación. Se utiliza un sistema de BPR (Palazzo, et al., 2009) con núcleo de acero ( $F_y = 237$  Mpa y  $r_{SD} = 0.05$ ) y revestimiento de concreto. Respecto de la capacidad máxima de ductilidad del sistema, pueden alcanzar valores superiores a 25 según los protocolos de las normas americanas (Aguaguña, et al., 2019).

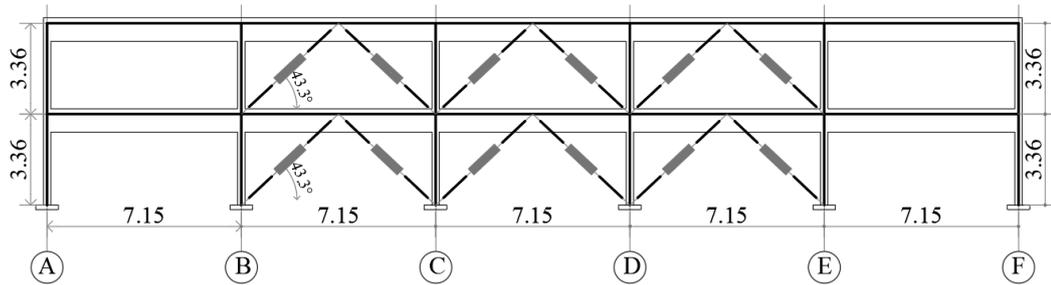


Figura 7.7 Plano estructural analizado y disposición de las BPR.

Para el diseño de las BPR se aplican los pasos indicados en el capítulo 4 (punto 4.3.1 al punto 4.3.8). A la estructura primitiva se llama sistema original (SO) y al sistema de disipación (SD), por consiguiente, la estructura reforzada (SR) es la suma del SO y el SD. Considerando el desplazamiento objetivo para el TD indicado en el punto 7.3.1,  $d_{SO} = 6.72$  cm, se obtiene un AVE para el pórtico  $\zeta_{SO} = 7.28\%$  ( $\mu_{SO} = 1.68$ ). Para el SD se alcanza un AVE de  $\zeta_{SD} = 29.47\%$  con  $\mu_{SD} = 10$ ,  $r_{SD} = 0.05$  y  $T_{isd} = 0.30$ s (valor que surge de iterar el corte basal de las BPR). El tercer paso del método requiere determinar el AVE del SR. Luego de iterar resulta un  $\zeta_{eq} = 31.62\%$  para un  $V_{SD} = 844.28$  kN y  $V_{ySD} = 582.26$  kN. Esto representa un periodo efectivo de  $T_{eSR} = 0.65$  segundos. En la Tabla 7.3 se presentan las demás características del SO, SD y SR para TD.

Tabla 7.3. Tabla resumen de diseño para el TD.

SO	SD	SR
$V_{SO} = 365.17$ kN	$V_{SD} = 844.28$ kN	$V_{SR} = 1209.46$ kN
$V_{ySO} = 365.17$ kN	$V_{ySD} = 582.26$ kN	$m_e = 235.91$ tons
$K_{eSO} = 64.73$ kN/cm	$K_{eSD} = 149.66$ kN/cm	$K_e = 220.11$ kN/cm
$d_{SO} = 5.64$ cm	$d_{SD} = 5.64$ cm	$d_{SR} = 5.64$ cm
$d_{ySO} = 3.36$ cm	$d_{ySD} = 0.56$ cm	$T_e = 0.65$ seg
$\mu_{SO} = 1.68$	$\mu_{SD} = 10.00$	$\zeta_v = 5.00$ %
$\zeta_{SO} = 7.28$ %	$\zeta_{SD} = 29.47$ %	$\zeta_{eq} = 31.62$ %

Definidas las propiedades del SD para el TD, es necesario verificar el desempeño para el TMC. En este caso el desplazamiento objetivo, definido en la sección 7.3.1 resulta de

13.44 cm, que representa un  $\xi_{eq} = 36.70\%$ . Ingresando al espectro de desplazamientos del TMC se obtiene un  $T_e = 0.86$  segundos, que tiene asociado un corte basal de 1436.12 kN. Este valor debe se compara con el corte basal del SO (365.17 kN) más el SD (1135.41 kN). Resulta que la capacidad de la estructura para TD es superior a la demanda para el AVE propuesto. En la Tabla 7.4 se presenta el resumen de los parámetros del diseño para el terremoto TMC, un parámetro importante a verificar es que la ductilidad del sistema de disipación sea inferior a la que prevé el sistema de BPR adoptado.

Tabla 7.4. Tabla resumen de diseño para el TMC.

SO	SD	SR
$V_{SO} = 365.17$ kN	$V_{SD} = 1135.41$ kN	$V_{SR} = 1500.59$ kN
$V_{ySO} = 365.17$ kN	$V_{ySD} = 582.26$ kN	$m_e = 235.91$ tons
$K_{eSO} = 108.75$ kN/cm	$K_{eSD} = 100.63$ kN/cm	$K_e = 209.38$ kN/cm
$d_{SO} = 11.28$ cm	$d_{SD} = 11.28$ cm	$d_{SO} = 11.28$ cm
$d_{ySO} = 3.36$ cm	$d_{ySD} = 0.56$ cm	$T_e = 0.86$ seg
$\mu_{SO} = 3.36$	$\mu_{SD} = 19.68$	$\xi_{SR} = 36.70$ %
$\xi_{SO} = 12.63$ %	$\xi_{SD} = 29.28$ %	$V_{SR} = 1436.12$ kN

En la Figura 7.5 se presenta el comportamiento esperado de la estructura para el TD y TMC en el sistema de varios grados de libertad. En ambos casos se indican los objetivos de desplazamientos definidos, IO y LS para el TD y el TMC respectivamente. Las curvas bilineales SO y del SD forman una curva trilineal que representa el comportamiento del SR. También, se indica con líneas de trazos las rigideces efectivas y secantes de cada uno de los sistemas.

Definidos los parámetros del SD resulta necesario determinar las características de resistencia y rigidez, de cada BPR a colocar para el refuerzo de la estructura. Siguiendo los lineamientos de la metodología propuesta y considerando la geometría de la estructura mostrada en la Figura 7.7 se tienen las siguientes propiedades de las BPR.

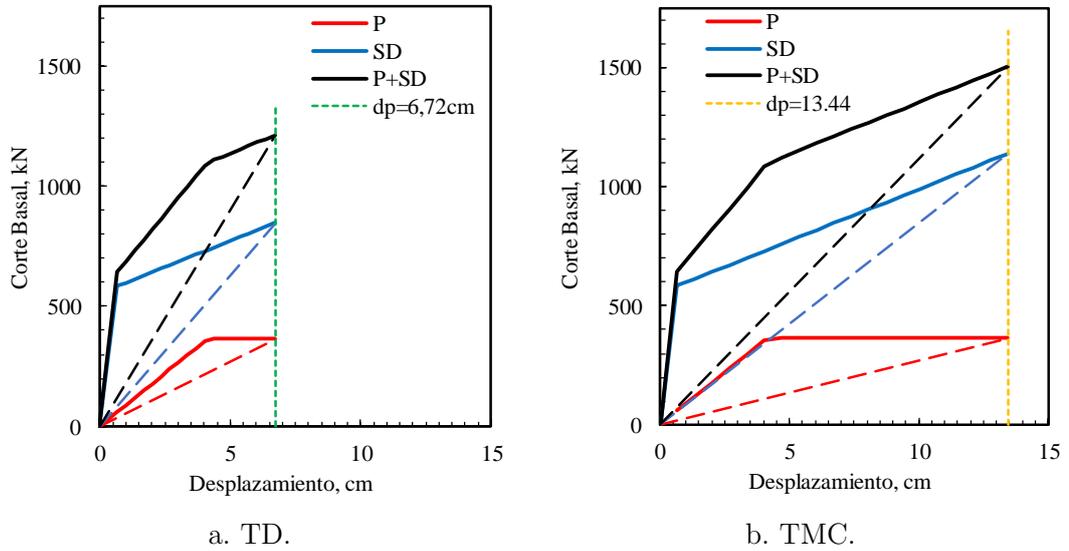


Figura 7.8 Curvas fuerza desplazamiento simplificadas para SVGL.

Tabla 7.5. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación.

Nivel	Cantidad por nivel	$v_{ySD,i,j}$ kN	$k_{SD,i,j}$ kN/cm	$r_{SD}$
2	6	94.50	488.57	0.05
1	6	159.19	537.36	0.05

De esta forma quedan definidas las propiedades del sistema de disipación. Para validar el método de diseño, se realiza un análisis dinámico no lineal en la siguiente sección.

## 7.4 Análisis dinámico no lineal

Para evaluar la eficiencia del sistema de disipación propuesto se somete la estructura a un ADNL con registros sísmicos que represente el TD y el TMC. En esta sección, primero se define la demanda, luego el modelo numérico y finalmente se presentan los resultados.

### 7.4.1 Demanda sísmica

En el sitio donde se sitúa el edificio se pueden presentar terremotos corticales superficiales, con fallas diversas. Por ello, y de acuerdo a los lineamientos establecidos en el capítulo 5 se selecciona un grupo de 7 registros compatibles con la zona de emplazamiento. Estos registros son escalados al espectro del TD mediante ajuste espectral (AE). En la Figura 7.9 se presentan los espectros promedios, máximos y mínimos, y el espectro para TD. Para mayor información sobre los registros utilizados se puede remitir al capítulo 5.

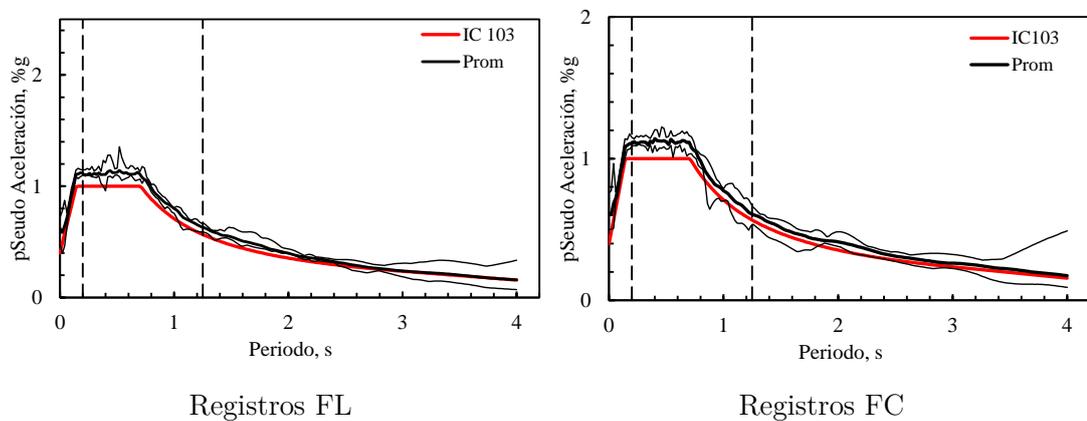


Figura 7.9. Espectros AE para el TD. Se indican los máximos y mínimos.

### 7.4.2 Simulación computacional

La simulación se realiza mediante un modelo de plasticidad distribuida a través de fibras en el *software* comercial SeismoStruct (2018). Se utilizan elementos inelásticos de pórtico basados en fuerza (*infrmFB*) que permiten modelar la no linealidad de los elementos. Para el hormigón se utiliza un modelo de Mander *et al.* (*con\_ma*) para columnas  $f'_c = 22$  Mpa,  $E_c = 22.04$  Gpa y para vigas  $f'_c = 28$  Mpa y  $E_c = 24.87$  Gpa, en ambos casos se desprecia la resistencia del hormigón a tracción. Para el acero se utiliza un modelo bilineal (*stl\_bl*), con módulo de elasticidad,  $E_s = 200$  Gpa y resistencia a la fluencia de  $F_y = 420$  Mpa, para el endurecimiento posterior a la fluencia se utiliza  $r = 0.05$  y la deformación límite por fractura de 0.10.

Se utiliza un amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez secante de 0.0021, que representa un amortiguamiento efectivo para el primer modo de 1%, valor que representa la disipación de energía por calor en la estructura y permite estabilidad en los cálculos numéricos.

La respuesta se obtiene mediante integración directa. Para ello se aplica el método Hilber-Hughes-Taylor (con  $\alpha = -0,1$ ,  $\beta = 0,3025$ , y  $\gamma = 0,60$ ). Cada corrida demanda un tiempo de 30 minutos aproximadamente.

De esta forma se tienen dos modelos, SO y SR, dos grupos de registros, FL y FC, dos métodos de escalado, AA y AE, y dos niveles de demanda sísmica, TD y TMC, 112 simulaciones en total. A continuación, se presentan los resultados.

### **7.4.3 Resultados numéricos**

En este apartado se presentan los resultados numéricos del ADNL. En primera instancia se comparan con el MP a fin de validar el método en términos de respuesta global (desplazamientos, distorsiones y cortes basales). Luego se profundiza en resultados del ADNL sobre todo para mostrar la mejora en la respuesta por la incorporación del sistema de disipación. Además, se evalúa el desempeño de acuerdo con la norma americana (ASCE-41, 2017), en términos de respuesta global y local. Por último, se analiza la respuesta de la historia en el tiempo de rotaciones y sollicitaciones en los elementos más comprometidos.

#### **7.4.3.1 Comparación entre el ADNL y método de diseño propuesto**

En este apartado se comparan los resultados entre el ADNL y el MP a fin de validar este último. Los valores del ADNL surgen del promedio de todas las simulaciones realizadas para los dos grupos de registros (AE-FC y AE-FL).

En la Figura 7.10a se presentan los desplazamientos en cubierta máximos promedio del ADNL y del MP. Para el TD se estimó un desplazamiento en el MP de 6.60 cm y el ADNL mostró 4.75 cm, un 28% inferior. Esta diferencia se redujo para el TMC siendo del 18%. Sin embargo, es importante destacar que los desplazamientos obtenidos en el ADNL resultaron siempre inferiores que el MP. Además, como es de esperar los

desplazamientos del SO se reducen por la incorporación del SD. En la Figura 7.10b se presentan los cortes basales máximos promedios para ADNL y MP. Los cortes del ADNL resultan superiores a los previstos en el MP, para TD es un 12% y para TMC un 17%. Esta diferencia seguramente se debe a que el AENL se realizó con un peine proporcional al primer modo. Cabe mencionar que la diferencia entre cortantes del MP y del ADNL es menor en este caso que en el capítulo 6 debido a que en esta estructura los modos superiores de vibrar tienen menor influencia.

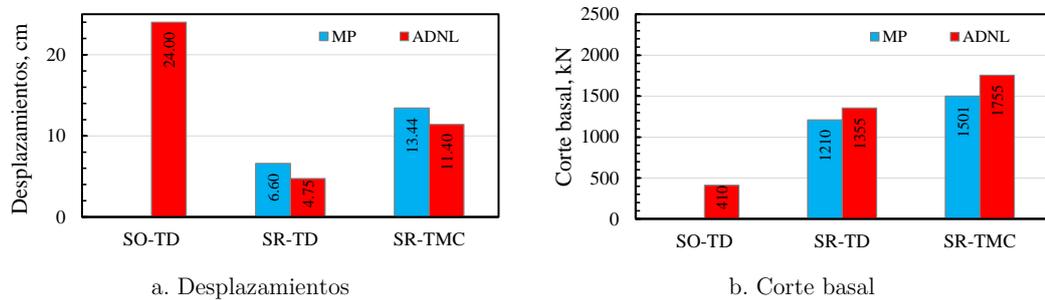


Figura 7.10. Comparación entre MP y ADNL en desplazamientos y corte basal.

Para evaluar el daño en la estructura, generalmente las normas utilizan la distorsión de piso. En la Figura 7.11 se compara la distorsión entre ADNL y MP. Se observa que para TD la distorsión máxima de MP es de 1.20% y para el ADNL resultó de 0.92%. Esta diferencia del 25% aproximadamente está asociada a la dispersión de los resultados del ADNL, puede observarse en la Figura 7.16 los desplazamientos máximos para todos los registros. Para TMC las distorsiones del MP resultan superiores a las del ADNL en un 5%.

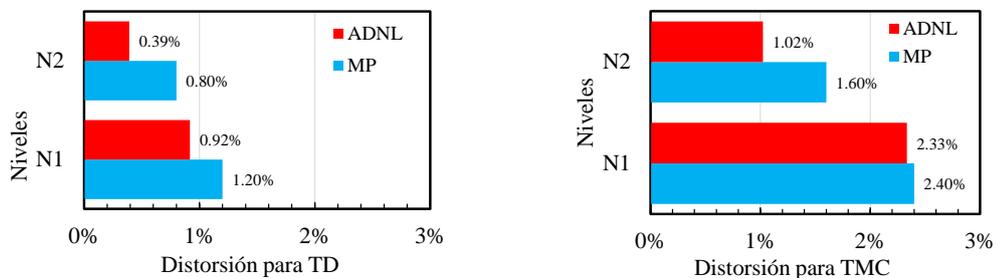


Figura 7.11. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones.

Finalmente, en la Figura 7.12 se presentan las demandas de ductilidad del SD. Se observan demandas máximas de 7.44 para TD respecto de 10 del MP. Para TMC las demandas máximas son de 16.99 respecto de 20 del MP. Si bien se manifiestan diferencias entre las demandas del ADNL y las del MP, siempre son menores en el ADNL que en el MP.

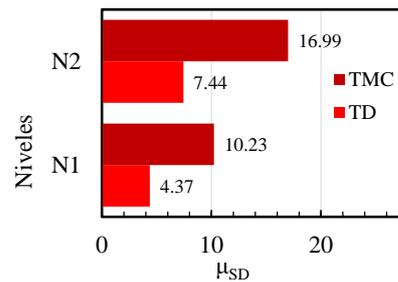


Figura 7.12. Demandas de ductilidades para TD y TMC en ADNL.

De esta forma se valida el método propuesto para el pórtico de dos niveles representativo de un edificio educacional reforzado. Si bien se observan diferencias entre el MP y el ADNL, siempre el promedio del ADNL resulta inferior al MP.

#### 7.4.3.2 Resultados del ADNL

En la sección anterior se compararon resultados del MP y del ADNL (valores promedio). En esta sección se analiza el desempeño del SR según criterios normativos (FEMA-356, 2000; ASCE-41, 2017).

En la Tabla 7.6 se los desplazamientos máximos propuestos en el diseño como criterios globales (FEMA-356, 2000) y desplazamientos de desempeño máximo según reglamento actual (ASCE-41, 2017). Para el primero se expresan los límites como distorsiones globales de la estructura,  $D/H$  (Desplazamiento máximo partido por la altura total de la construcción), y para el segundo en rotaciones plásticas,  $\theta_p$ , de cada extremo de elemento. Se observa una diferencia importante entre ambas normativas para CP, esto posiblemente resulte debido al comportamiento particular de esta estructura, columnas débiles – vigas fuertes. El desplazamiento indicado para el ASCE representa el

desplazamiento máximo del edificio cuando se alcanza el nivel de daño indicado en algún elemento de la estructura.

Tabla 7.6. Desempeño según FEMA (FEMA-356, 2000) y ASCE (ASCE-41, 2017).

Estado de desempeño		FEMA 356		ASCE 41 (2017)	
		D/H	Desplazamiento	$\theta_p$	Desplazamiento
* Ocupación inmediata	IO	0.01	6.72 cm	0.005	6.60 cm
* Seguridad de vida	LS	0.02	13.44 cm	0.025	12.00 cm
* Prevención al colapso	CP	0,04	26.88 cm	0.035	15.79 cm

Para determinar cada uno de los niveles de desempeño se identifica en cada simulación cual es el desplazamiento en la parte superior cuando algún elemento estructural, generalmente columna, alcanza dicho nivel de desempeño. En la Tabla 7.7 se detallan los desplazamientos de la estructura con refuerzo cuando algún elemento alcanza el nivel de desempeño establecido según los lineamientos de las tablas 10-7 y 10-8 (ASCE 41,2017). Del promedio de sismos de FL y FC se obtiene que el desplazamiento para que se alcance por primera vez el IO es 6.60 cm, para LS es 12.80 cm y para CP 15.79 cm.

Tabla 7.7. Desplazamientos para los distintos niveles de desempeño (EC 8-I, 2005).

Registro	Desplazamientos, cm			Registro	Desplazamientos, cm		
	IO	LS	CP		IO	LS	CP
FL01b	6.47	12.53	15.54	FC15b	6.39	12.36	15.33
FL18a	6.52	13.09	15.99	FC19a	6.44	12.91	15.77
FL19b	6.62	12.96	16.14	FC22a	6.54	12.79	15.93
FL20b	6.68	12.96	15.99	FC23b	6.61	12.79	15.77
FL21a	6.75	13.09	15.54	FC24b	6.67	12.91	15.33
FL22a	6.62	12.53	15.64	FC26a	6.54	12.36	15.43
FL02b	6.75	13.09	15.99	FC27b	6.67	12.91	15.77
<b>Promedio</b>	<b>6.63</b>	<b>12.89</b>	<b>15.83</b>	<b>Promedio</b>	<b>6.55</b>	<b>12.72</b>	<b>15.62</b>

En la Figura 7.13 se presentan los desplazamientos máximos del ADNL para el SO y el SR, se indican líneas de trazos que representan el promedio de los niveles de desempeño, verde: IO, naranja: LS y rojo: CP.

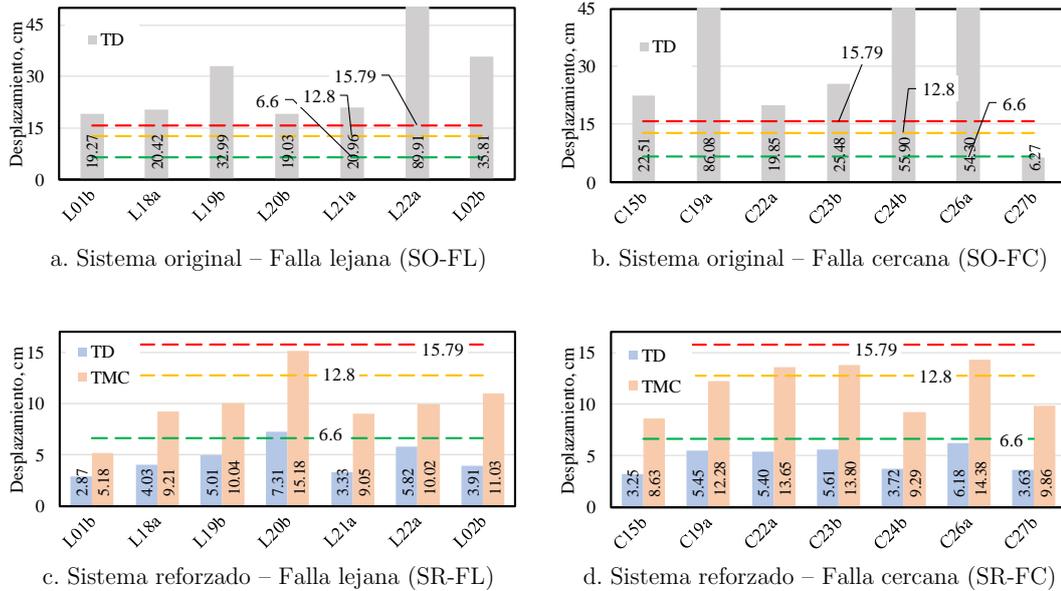


Figura 7.13. Desplazamientos máximos y niveles de desempeño estructural para el SO y SR (ASCE-41, 2017).

Para el SO sometido al TD presenta un desplazamiento promedio de 36.34 cm, el cual duplica al desplazamiento para el nivel de desempeño CP (15.79 cm). Solo el registro C27b no alcanza el nivel CP. Además, se observa gran dispersión entre los resultados de desplazamientos. No resulta necesario realizar el ADNL para TMC, pues la estructura alcanza el nivel de CP para TD.

Para el caso el caso del SR sometido a TD se obtiene un desplazamiento promedio de 4.75 cm y para el TMC de 11.40 cm. Ambos desplazamientos cumplen con los requerimientos de desempeño impuestos en el diseño. Para el TD 4.75 cm < 6.60 cm correspondiente al IO y para el TMC 11.40 cm < 12.80 cm para LS. Además, solo el registro L20b no cumple la condición de IO para sismo de diseño. Esta reducción en

desplazamientos también evita el golpeteo con los cuerpos colindante un problema recurrente en refuerzo de estructuras.

La respuesta del ADNL en términos de corte basal se presenta en la Figura 7.14 para el SO y el SR. Para el SO el corte basal promedio es de 403.50 kN para TD. Estos valores muestran que la estructura alcanza la plastificación completa para la demanda sísmica. Además, se destaca que estos valores se corresponden con las estimaciones realizadas en el AENL, Figura 7.5.

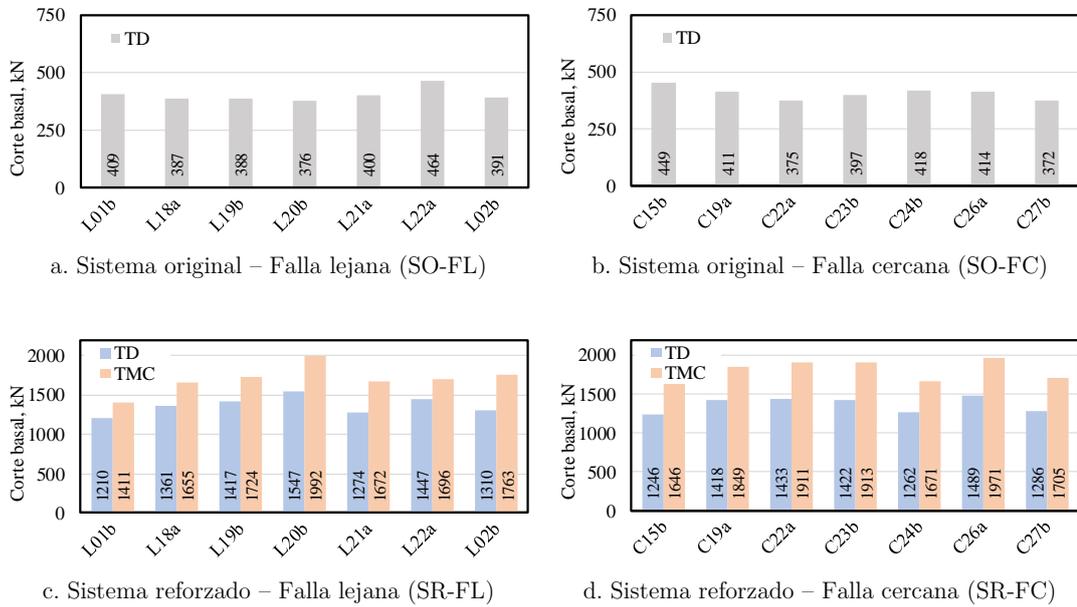


Figura 7.14. Cortes máximos y niveles de desempeño estructural para el SO y SR.

El SR presenta un corte promedio de 1365 kN para TD y de 1755 kN para TMC. En ambos casos se alcanza la plastificación del SO y del SR. La diferencia de corte basal entre ambas demandas se debe al endurecimiento posterior a la fluencia considerada en el acero, tanto del SO como del SR. En una etapa posterior se necesita verificar si las columnas resisten el nuevo corte que absorbe el SR.

La distorsión de piso es el principal parámetro para evaluar el daño de elementos no estructurales. En la Figura 7.15 se presentan las distorsiones para el SR sometido a

TD y a TMC, además los resultados se han diferenciado para registros FL y FC. Estos valores son comparados con las distorsiones propuestas en el diseño para IO y LS. El valor de 1.67% se obtiene de  $1\% / 0.60$ . Donde 1% representa la distorsión global propuesta en el diseño para IO (Tabla 7.1) y 0.60 representa del desplazamiento de la forma modal del primer nivel (Tabla 7.2).

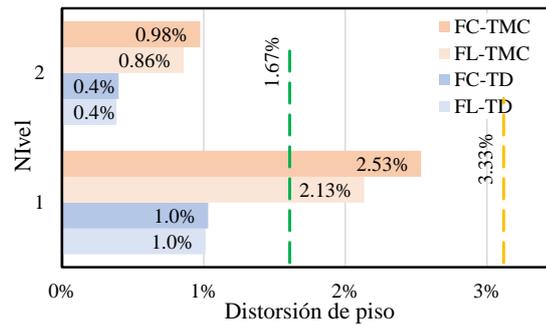


Figura 7.15. Distorsión de piso para el SR.

El ADNL muestra que la estructura cumple los requerimientos de distorsión de piso del diseño por desempeño. La distorsión promedio del ADNL no alcanza IO para SD y tampoco alcanza LS para TMC. Por último, en términos de comportamiento global, es importante observar las deformaciones remanentes que resultan en la estructura posterior al terremoto. El FEMA 356 (2000) establece un límite de 1% para LS y no admite deformación remanente para IO. En la Figura 7.16 se presenta la distorsión remanente para TD y TMC, para el TMC el valor máximo de distorsión remanente no alcanza el 0.30% y para el sismo de diseño el 0.15%, por lo cual se cumple con los requisitos indicados en el FEMA 356 (2000).

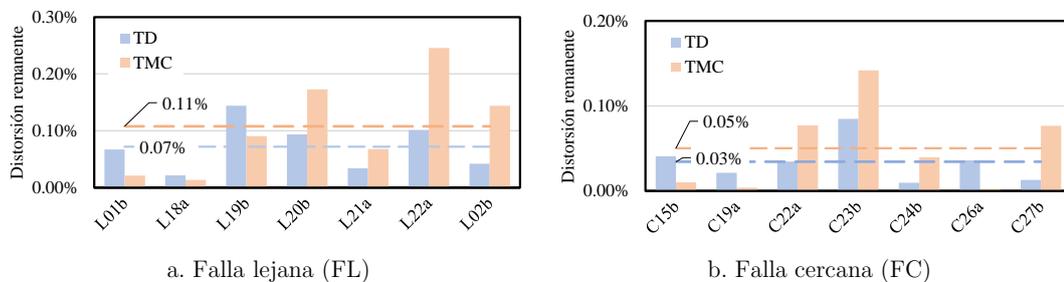


Figura 7.16. Distorsión remanente máxima para el SR.

También, es importante destacar que no se observa diferencia entre los grupos de registros FL y FC para la estructura analizada.

A continuación, se presentan resultados en términos de respuesta local del sistema de disipación y de la estructura original.

### 7.4.3.3 Resultados locales

Evaluated el comportamiento global de la estructura es importante analizar la respuesta en términos locales, tanto del SO como del SR. Para ello, se evalúa la respuesta de las columnas del SO y del SR en términos de flexión, axial y corte.

Dado que en el punto anterior se observó poca dispersión de los resultados en desplazamientos para la estructura reforzada, es que, en esta sección, se presentan los resultados, a modo de ejemplo, solamente para el registro de falla lejana L22a.

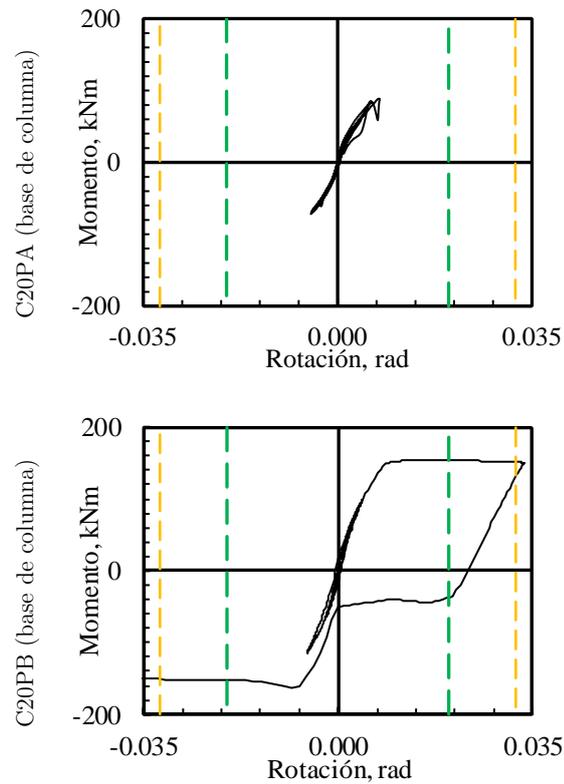


Figura 7.17. Momento – Rotación para el SO. Registro FL22a Columna C20.

En la Figura 7.17 se presenta la respuesta de momento-rotación de la base de la columna C20PB y de la columna C20PA, para el TD. La rotación representa la rotación elástica ( $\theta_E$ ) + la rotación plástica ( $\theta_P$ ). En la figura se muestran los límites de desempeño para IO y LS, estos límites de desempeño se han determinado, para  $\theta_E$  mediante la tabla 10-3 y para  $\theta_P$  mediante la tabla 10-8 (EC 8-I, 2005). De las curvas mostradas en la figura se infiere que para TD en la planta baja supera ampliamente LS llegando a CP. Sin embargo, en planta alta no se alcanza el estado IO, esto muestra un mecanismo de piso débil de la estructura concentrando todo el daño en el primer nivel, sin llegar al daño en la planta alta.

En la Figura 7.18 se presenta la curva momento-rotación para el SR. En este caso no se alcanza el IO para el SD y tampoco el LS para el TMC, por lo tanto, se cumple con los requerimientos de desempeño establecidos.

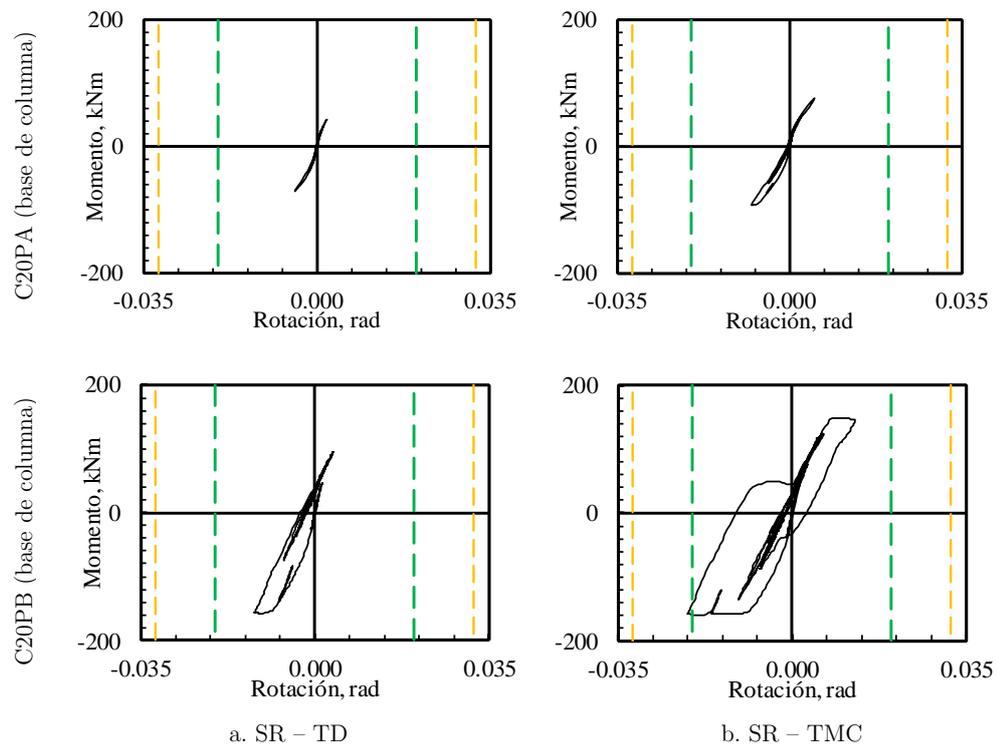


Figura 7.18. Momento - Rotación para el SR. Registro FL22a Columna C20.

La incorporación del SD genera una modificación de las cargas axiales en las columnas. Por ello, es necesario verificar que los nuevos esfuerzos de compresión o tracción sean absorbidos por las columnas.

En la Figura 7.19 se presenta la carga axial de las 6 columnas de planta baja, correspondiente a la carga vertical (CG), y correspondiente a CG + carga de sismo (CS) para TD y TMC.

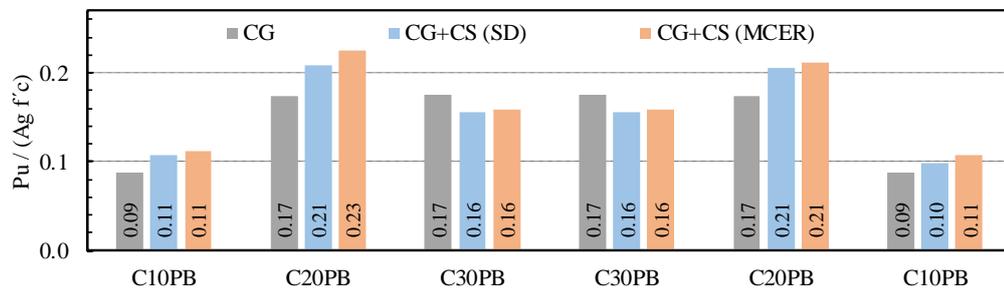


Figura 7.19. Relación de carga axial en columnas de planta baja.

Se observa que el incremento de carga no resulta importante por la incorporación de las BPR. Esto se debe a las características de la estructura, pocos niveles y grandes cargas verticales por el peso propio de la estructura.

En términos de esfuerzo de corte en columnas se compara la demanda obtenida a partir de cargas con TD y TMC con la capacidad al corte de las columnas. La expresión 10-3 del ASCE 41-17 (7.1) estima la capacidad al corte,  $V_{col}$ , en caso de que la separación de estribos resulte superior a los requerimientos del ACI318 (2019).

$$V_{col} = k_{nl} V_{col0}$$

$$V_{col} = k_{nl} \left[ \alpha_{col} \left( \frac{A_v f_{yL/E} d}{s} \right) + \lambda \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (7.1)$$

En la expresión,  $k_{nl} = 1.00$  para  $\mu_D \leq 2$  y  $k_{nl} = 0.70$  para  $\mu_D \geq 6$ , para valores intermedio se debe interpolar.  $\lambda = 0.75$  para hormigón con agregados livianos y  $\lambda = 1.00$  para el resto de los casos.  $M_{UD} / V_{UD} d$  es la relación mayor entre el esfuerzo de flexión y de corte respecto de la altura efectiva de la columna evaluado las combinaciones de carga de diseño, pero mayor que 4 ni menor que 2.  $\alpha_{col} = 1.00$  para  $s/d \leq 0.75$  y  $\alpha_{col} = 0.00$   $s/d \geq 1.00$ , y varia linealmente para  $s/d$  entre 0.75 y 1.00.

Si se aplica la expresión (7.1) para determinar la capacidad al corte se obtienen las capacidades para las bases de las columnas de planta baja que se indican en la Tabla 7.8. Además, en dicha tabla se indican las demandas que han sido obtenidas como el promedio de los máximos esfuerzos de corte de cada ADNL. La relación  $D/C$  indica buen comportamiento para los registros TD y TMC. Cabe mencionar que el término que hace referencia a la contribución del acero al corte no se tiene en cuenta debido a que la separación de estribos es superior al límite.

Por lo tanto, se puede concluir que la incorporación del SD al SO no genera solicitaciones en este último que afecten el desempeño estructural. A continuación, la respuesta del SD.

Tabla 7.8. Relación demanda / capacidad al corte de columnas de planta baja.

	C10PB	C20PB	C30PB	C30PB	C20PB	C10PB
Demanda de corte, kN	42.78	86.33	59.64	59.67	88.69	42.41
Capacidad de corte, (7.1), kN	88.44	107.20	107.51	107.51	107.20	88.44
D/C	0.48	0.81	0.55	0.56	0.83	0.48

#### 7.4.3.4 Respuesta del sistema de disipación

Por último, resulta necesario evaluar el comportamiento de los dispositivos BPR utilizados en el sistema de disipación de energía.

En la Figura 7.20 se presenta la respuesta en términos de fuerza y desplazamiento axial de dispositivos del Nivel 1 y Nivel 2 para TD y TMC. En las gráficas se indican los desplazamientos de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida según se definió en párrafos anteriores.

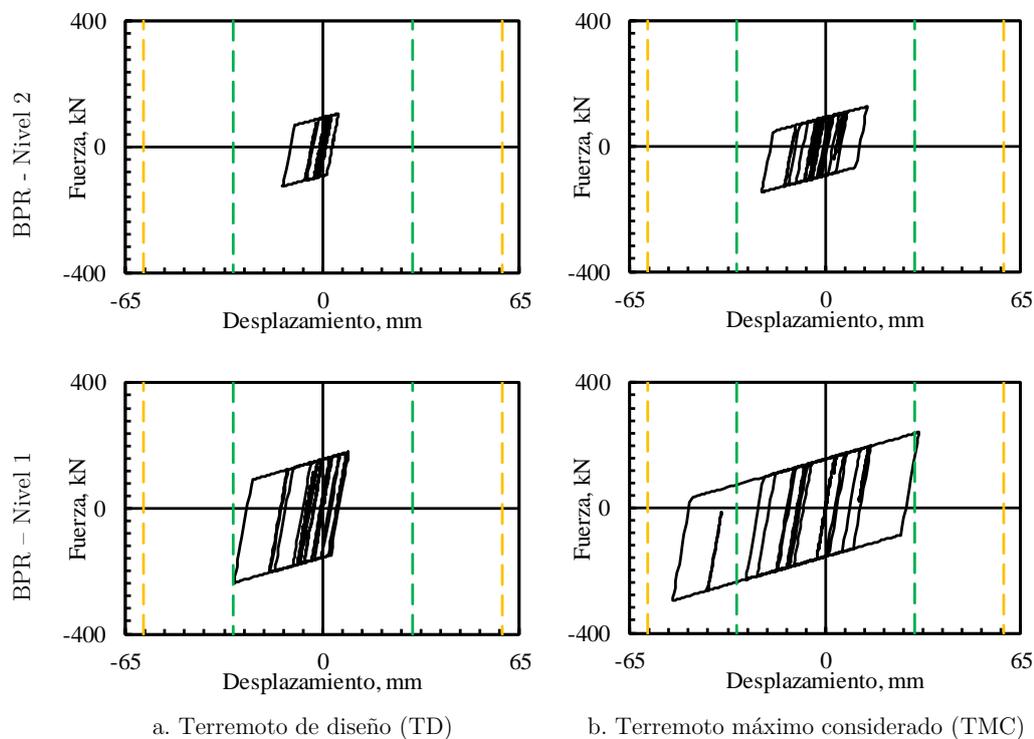


Figura 7.20. Curva fuerza-desplazamiento de las BPR para para registro F22a.

Se observa que en todos los casos las BPR alcanzan la plastificación y que esta se incrementa en el Nivel 1 y para un sismo de mayor intensidad. Además, se cumple lo previsto en el diseño. Para TD no se alcanza el IO y para el TMC no se alcanza el LS. De esta forma se condice el análisis dinámico no lineal con el método de diseño propuesto en esta tesis. Cabe mencionar, que no se ha considerado una ley constitutiva similar en compresión que en tracción para el modelo de las barras de pandeo restringido. También, es importante evaluar las demandas máximas de ductilidad de desplazamiento de las BPR. En la Figura 7.21 se presentan las demandas de ductilidad para TD y TMC en el Nivel 1 y Nivel 2. Se observa que el promedio de las demandas para TD es inferior a 10 y para TMC inferior a 20, valores propuestos como límites en el diseño. Cabe mencionar que estos límites están asociados a las características tecnológicas y de fabricación de las BPR.

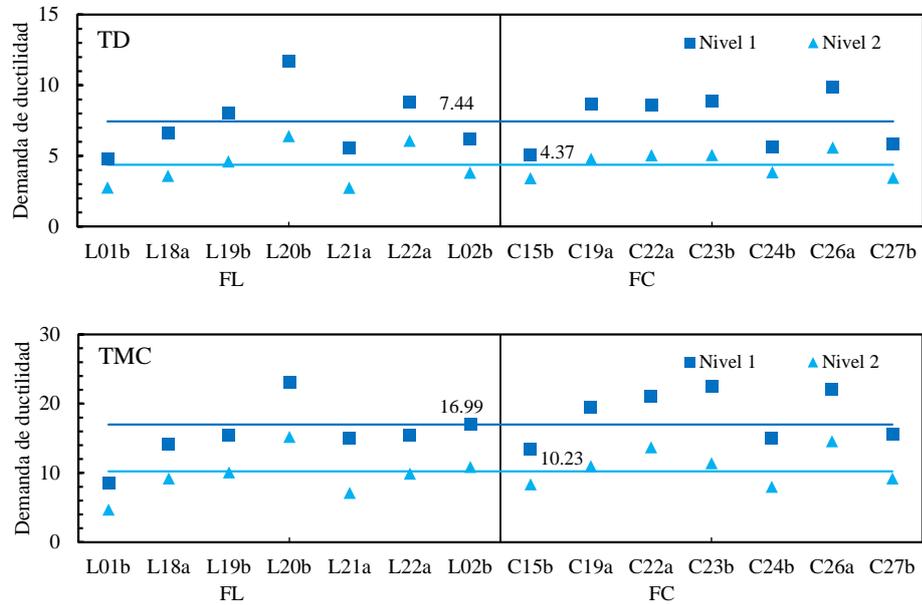


Figura 7.21. Demandas de ductilidad del SD para TD y TMC.

### 7.4.3.5 Respuesta en el tiempo del ADNL

A modo de ejemplo se presenta la historia de la respuesta en el tiempo para el registro L22a. En la Figura 7.22 se presenta la curva fuerza-desplazamiento para el SO y para el SR. Se observa que, para el SO al cabo de pocos ciclos un desplazamiento excesivo que hacen al colapso de la estructura.

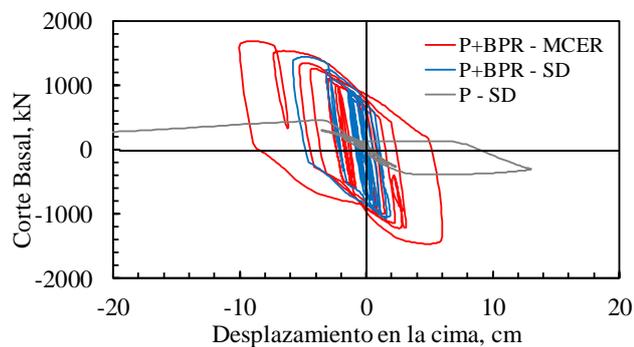
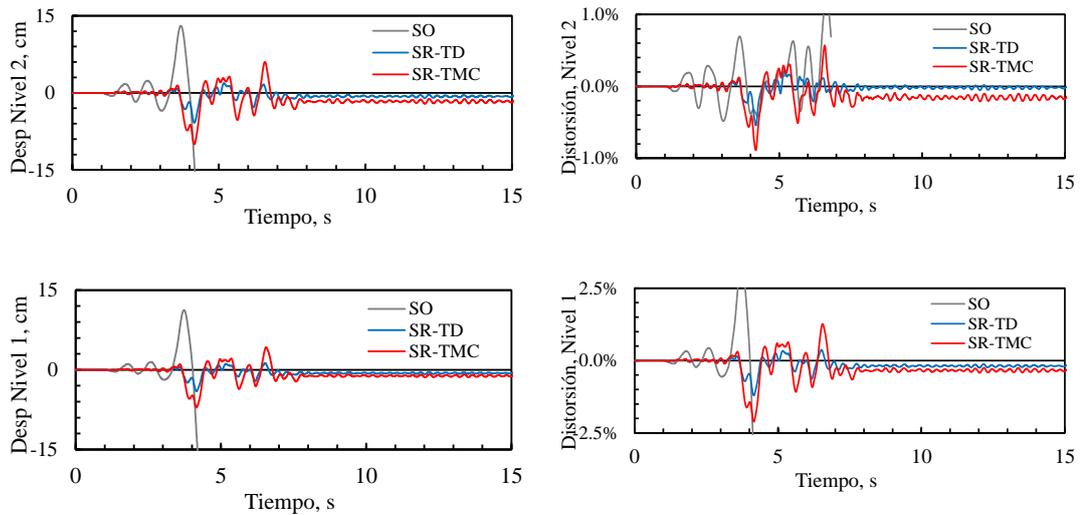


Figura 7.22. Respuesta Corte Basal vs Desplazamiento para registro F22a.

Para el SR la respuesta resulta estable tanto para el TD como para el TMC. Incluso se observa que para ambas demandas la rigidez de la estructura se mantiene y los ciclos se presentan en forma estable.

En la Figura 7.23 se muestra la respuesta en el tiempo en desplazamientos de ambos niveles y distorsiones. Es importante destacar que para el SO los desplazamientos del nivel 1 y del nivel 2 son prácticamente similares, afirmando un mecanismo de piso blando en el primer nivel. En distorsiones eso se manifiesta a través de valores muy bajos en el segundo nivel. En cambio, en la estructura reforzada se observa una relación entre los desplazamientos del primer nivel y del segundo nivel asociados a los desplazamientos de la primera forma modal de vibrar de la estructura. También, se observa que para el SR se presentan deformaciones remanentes, pero las mismas son despreciables respecto del 1% admitido por la normativa para LS.



a. Desplazamiento Nivel 2 y Nivel 1

b. Distorsión Nivel 2 y Nivel 1

Figura 7.23. Historia de la respuesta en desplazamientos y distorsiones para el L22a.

Por último, en la Figura 7.24 se presenta la historia de la respuesta en términos de corte basal. Para el SR se plastifica para ambos registros, TD y TMC y se observa un valor

de corte mayor para TMC indicado por el incremento de la resistencia del acero debido al endurecimiento posterior a la fluencia.

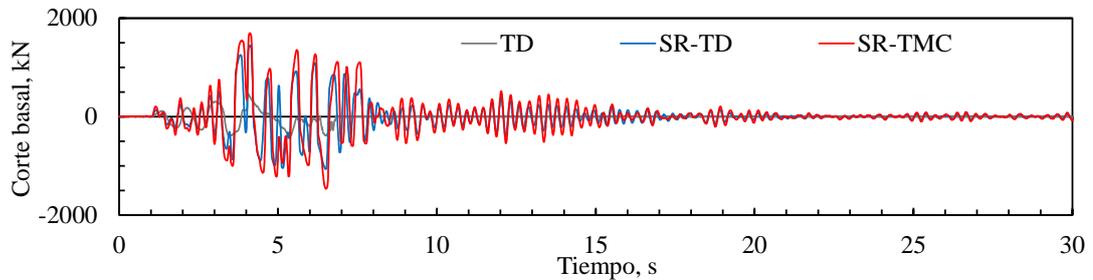


Figura 7.24. Historia de la respuesta en corte basal para el L22a.

Del análisis de los resultados se resumen que se valida el método propuesto para la estructura de dos niveles representativa de un edificio educacional. En desplazamientos y distorsiones se obtuvieron diferencias entre MP y ADNL del 25% para TD que fueron reducidas para TMC. Para cortes basales las diferencias fueron menores. Siempre el MP obtuvo valores menores que el promedio del ADNL. Cabe mencionar, que la particularidad de la estructura, columna débil y columna fuerte puede tener influencia en la dispersión de los valores encontrados entre MP y ADNL.

## 7.5 Conclusiones

Dado que muchos edificios escolares existentes podrían ser vulnerables ante terremotos importantes, se propuso en este capítulo evaluar la reducción de la vulnerabilidad cuando en la estructura se incorpora un sistema de disipación pasiva de energía. Se aplicó el método de diseño propuesto en el capítulo 4, a un pórtico representativo de un edificio educacional de baja altura, que permitió definir de manera simple y rápida las propiedades de los disipadores a agregar en la construcción existente. Las mejoras en el desempeño de la estructura reforzada, siguiendo los requerimientos de la norma americana, se verificaron mediante análisis dinámico no lineal. A efectos de comparar estos resultados se consideró también el desempeño de la construcción original. Para

este análisis se consideraron siete registros sísmicos de falla lejana y siete de falla cercana sin pulso, como los que podrían afectar a las escuelas del norte de la provincia de Mendoza. Estos registros fueron escalados según el espectro de diseño de la norma argentina, y para el terremoto máximo considerado que, si bien no es contemplado a nivel de Argentina, es requerido por la norma americana mencionada. Además, para evaluar la variabilidad de los dos procedimientos de escalamiento de registros contemplados en el reglamento de referencia, se analizaron las respuestas para registros escalados por ajuste espectral y por factor de amplitudes.

En primera instancia se compararon resultados promedios del análisis dinámico no lineal y el método propuesto. En todos los casos (desplazamientos, distorsiones y cortes basales) el análisis dinámico no lineal mostró mayores resultados que el método propuesto, en desplazamientos y distorsiones fue del 25% para TD y del 18% para TMC aproximadamente. En términos de corte basal las diferencias fueron del 12% para TD y del 18% para TMC.

Los resultados del análisis dinámico no lineal mostraron que a nivel global (a través de las distorsiones de piso) y a nivel local (mediante las rotaciones plásticas de nudos), y según los criterios de aceptación de la norma americana, la construcción original tendría un desempeño inadecuado (vulnerabilidad alta).

Mientras que, en el caso del edificio reforzado con el sistema de disipación propuesto, los resultados de ese análisis arrojaron valores (tanto a nivel global como local) correspondientes a un desempeño adecuado (vulnerabilidad baja, por superarse los criterios de aceptación de la norma de referencia).

A nivel del sistema de disipación, para la estructura bajo los registros escalados según el espectro máximo considerado, también se obtuvo un desempeño adecuado, en tanto que las demandas en fuerza y en desplazamiento para cada disipador fueron menores a las capacidades de estos.

Se recuerda que este nivel de desempeño particularizado para la estructura sismorresistente y para el sistema de disipación, se verificó bajo las componentes horizontales de 28 registros sísmicos (14 escalados según el espectro de diseño - para

evaluar esfuerzos en la estructura sismorresistente -, y otros 14 para verificar el sistema de disipación bajo los registros escalados con el espectro máximo considerado).

El aporte fundamental de este capítulo radica en que el método de diseño desarrollado permitió definir de manera rápida y simple las características del sistema de disipación, a efectos de lograr un desempeño eficiente de la construcción reforzada según se verificó mediante el análisis dinámico no lineal. Se destaca que si el método de diseño de los disipadores no fuera apropiado habría que repetir los análisis mencionados, que para el caso estudiado demandaron 35 hs aproximadamente.

Además, se mostró que los registros de falla lejana y de falla cercana sin pulso no presentaron variaciones significativas en los parámetros de respuestas analizados. Estas clases de registros, entonces, no tienen una influencia en particular sobre el desempeño estructural.

Estos resultados ponen de manifiesto que: (i) El método de diseño desarrollado en el capítulo 4 permite en forma rápida y sencilla definir las propiedades de un sistema de disipación con los cuales se pueda mejorar el desempeño de construcciones escolares existentes; y (ii) en el análisis dinámico no lineal no es necesario considerar registros de falla lejana en forma separada de registros de falla cercana sin pulso.

## Capítulo 8

# Aplicación a edificio 8 niveles

### 8.1 Introducción

Los sistemas pasivos de disipación de energía son cada vez más utilizados en el diseño de estructuras nuevas, una de las principales ventajas es concentrar el daño en dispositivos diseñados para tal fin. Además, los reglamentos internacionales cada vez imponen más a la utilización del análisis dinámico no lineal (ADNL). Entonces resulta necesario aplicar un método de diseño simple y rápido, que permita determinar propiedades de disipadores para luego realizar el ADNL.

El objetivo del capítulo es implementar la alternativa del método de diseño propuesto en el capítulo 4 para aplicarlo a estructuras nuevas. Se siguen los lineamientos del capítulo 18 del reglamento ASCE/SEI-7 (2016), los cuales han servido de base para el proyecto de reglamento argentino sobre disipación de energía que prontamente saldrá a discusión entre la comunidad profesional.

Para aplicar el método desarrollado para el refuerzo de estructuras existentes a una edificación nueva es necesario compatibilizar la nomenclatura utilizada por el reglamento con la adoptada en esta tesis. El reglamento designa como sistema sismorresistente (SSR) al sistema que resiste la fuerza sísmica pero no incluye al sistema

de disipación, es decir será el sistema original (SO) definido en este trabajo. También el reglamento define al sistema de disipación, similar a lo utilizado en esta tesis, y por último el reglamento define al sistema total como el SSR+SD, que para este trabajo será el sistema reforzado (SR). Entonces, el SO y SD deberán cumplir los requerimientos que establece el reglamento para SSR y SD, respectivamente. En la Figura 8.1 se presenta el esquema utilizado por el reglamento para definir el SSR (SFERS por sus siglas en inglés).

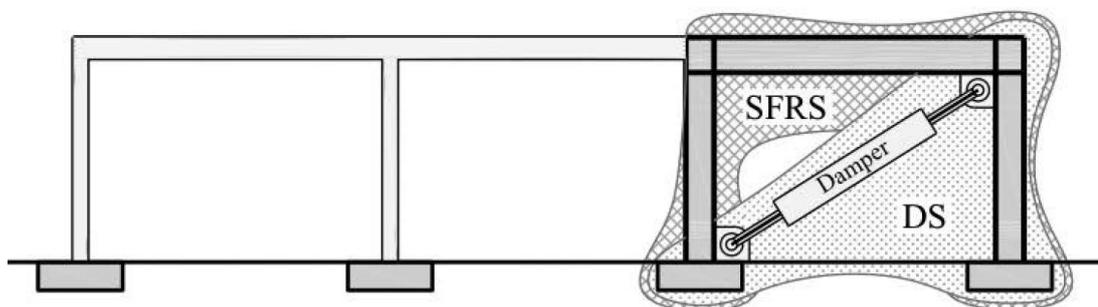


Figura 8.1 Definición del sistema sismorresistente y sistema de disipación (ASCE-7, 2016).

En la sección 8.2 se presenta el edificio en estudio y se determina la resistencia y rigidez del SO en ambas direcciones. En la sección 8.3 se diseña el sistema de disipación con el método propuesto y en la sección 8.4 se aplica el ADNL para contrastar los resultados del método de diseño y para verificar el cumplimiento de aspectos normativos. Finalmente, en la sección 8.5 se realiza un análisis de la torsión elástica según requerimientos normativos.

## 8.2 Características del edificio estudiado

Se presenta un edificio de 8 niveles con pórticos de hormigón armado en las dos direcciones y sistema de entrepiso de losas macizas, edificio con una configuración simplificada para la aplicación del método de diseño propuesto.

Para los fines del estudio, se considera que, el edificio se encuentra ubicado en zona del gran Mendoza, con alta peligrosidad sísmica, suelo tipo E ( $S_E$ ), el destino es comercial en planta baja y viviendas en los restantes niveles.

En la Figura 8.1 se presenta una planta típica del edificio en estudio, con dimensiones de 15 m en dirección  $X$  y 28 m en dirección  $Y$ . El primer nivel tiene 4 m de altura y los 7 restantes 3.5 m, en total 28.5 m de altura desde el nivel de referencia a la azotea.

Además, del peso propio de la estructura se ha considerado una carga permanente (D) de 2.5 kN/m<sup>2</sup> en niveles de 1 a 7, y de 1.5 kN/m<sup>2</sup> en el nivel 8. La sobrecarga por uso (L) se ha considerado de 2.5 kN/m<sup>2</sup> en niveles de 1 a 7 y de 1 kN/m<sup>2</sup> en el nivel 8. Todo de acuerdo a normativa argentina de cargas (CIRSOC 101, 2005). El peso total para el análisis sísmico resulta de 33580 kN (aproximadamente 10 kN/m<sup>2</sup>).

Para los materiales se ha considerado en columnas hasta el nivel 4 hormigón H-40 ( $f'_c = 40$  Mpa;  $E_c = 29.7$  Gpa) y para el resto de las columnas H-30 ( $f'_c = 30$  Mpa;  $E_c = 25.74$  Gpa). En vigas y losas de todos los niveles se ha considerado H-25 ( $f'_c = 25$  Mpa;  $E_c = 23.50$  Gpa). El acero de refuerzo utilizado es ADN420S ( $F_y = 420$  Mpa y  $E_s = 200$  Gpa).

La estructura se encuentra fija en el terreno de fundación y no se ha considerado la interacción suelo estructura, todo de acuerdo al reglamento. En la Figura 8.2 se presentan los planos estructurales exteriores donde se ubican los disipadores. Los planos estructurales intermedios tienen las mismas secciones de hormigón armado, pero sin BPR.

### 8.3 Diseño estructural con el método propuesto

En esta sección se aplica el método de diseño propuesto, con la variante para estructuras nuevas, desarrollado en el capítulo 4, de fácil implementación. En la primera parte se define la resistencia del SO o sistema sismorresistente, teniendo en cuenta el corte mínimo requerido por la normativa. Luego se define el desplazamiento objetivo, se consideran dos escenarios posibles TD y TMC. Por último, en esta sección se diseña el sistema de disipación y se distribuyen las propiedades entre los distintos niveles y vanos de la estructura. Todo se realiza según establece el reglamento (ASCE-7, 2016).

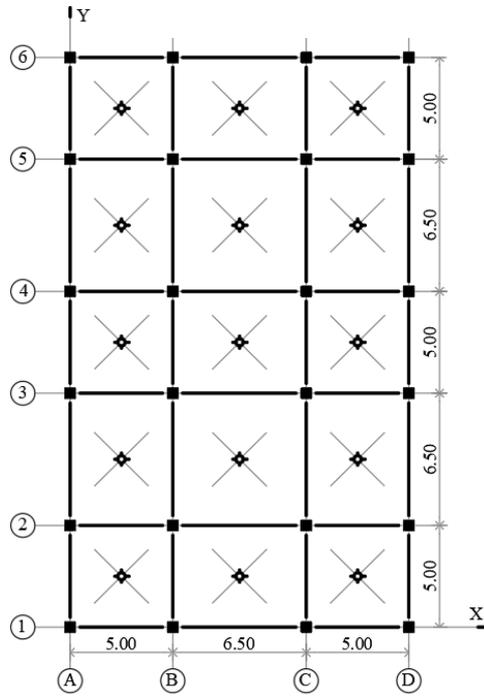
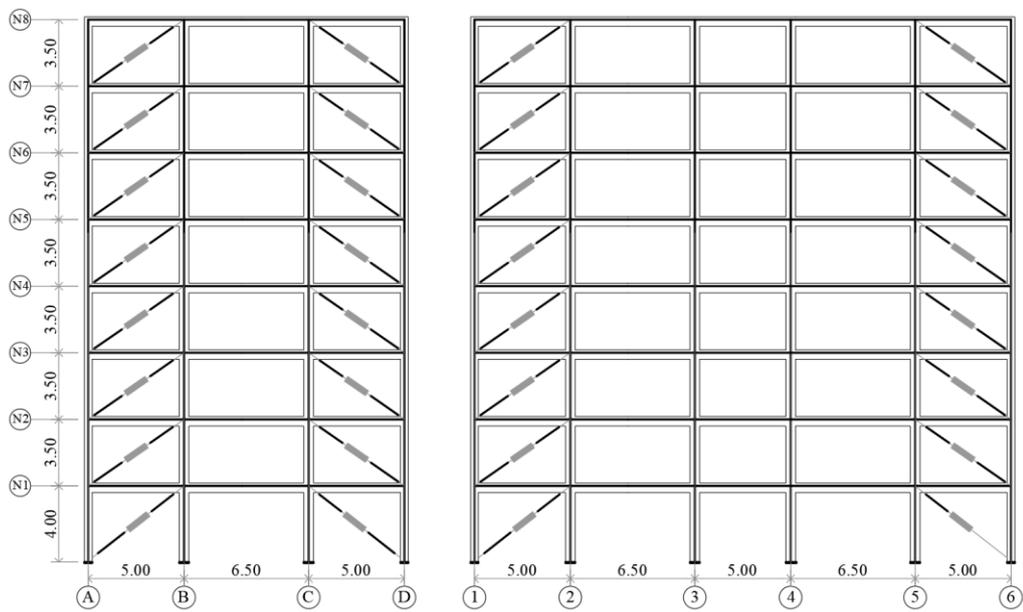


Figura 8.2 Esquema estructural planta típica



a. Dirección X. Plano estructural 1 y 6

b. Dirección Y. Plano estructural A y B

Figura 8.3 Planos estructurales exteriores y ubicación de las BPR.

### 8.3.1 Definición de la resistencia del SO

En el refuerzo de edificios, la resistencia del SO es un dato obtenido del AENL. Pero en el caso de edificios nuevo es una variable que se debe definir en base a algún criterio. En este caso se propone asignarle al SO la mínima resistencia que permite el reglamento para el sistema sismorresistente, SO.

El corte basal mínimo,  $V_{min}$ , se determina siguiendo el capítulo 6 de reglamento (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018). Para el coeficiente mínimo, y considerando que el SO tiene que ser flexible, se utiliza el máximo periodo natural aproximado,  $T_{aMAX}$ , determinado en función de la altura de la construcción y la tipología estructural. Además, este periodo puede ser incrementado un valor de  $C_u T_a$ , resultando  $T_{aMAX} = 1.33$  s. Considerando  $R = 7$ ,  $I = 1$ , y el espectro de diseño para la zona y tipo de suelo definidos anteriormente, resulta un coeficiente sísmico estático,  $C_s = 0.076$  y por lo tanto  $V_{min} = 2553$  kN. Además, el reglamento americano exige que el SO resista el 75% del  $V_{min}$ , resultando  $V_{SO} = 1915$  kN para dirección  $X$  e  $Y$ . Es importante recordar que para el reglamento esta resistencia representa el momento en el cual se formará la primer rotula plástica en la estructura.

La rigidez del SO se define bajo el concepto que presente la menor rigidez posible, pero admitiendo la resistencia determinada en el párrafo anterior. Además, se tiene en cuenta el diseño por capacidad establecido según el reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103-II, 2005), el cual requiere que las columnas tengan una capacidad de entre 2 y 3 veces la capacidad de las vigas.

Bajo estos conceptos se define la rigidez y resistencia del SO. En la Figura 8.4 se presentan las secciones de hormigón armado y el acero de refuerzo en los extremos de vigas y columnas.

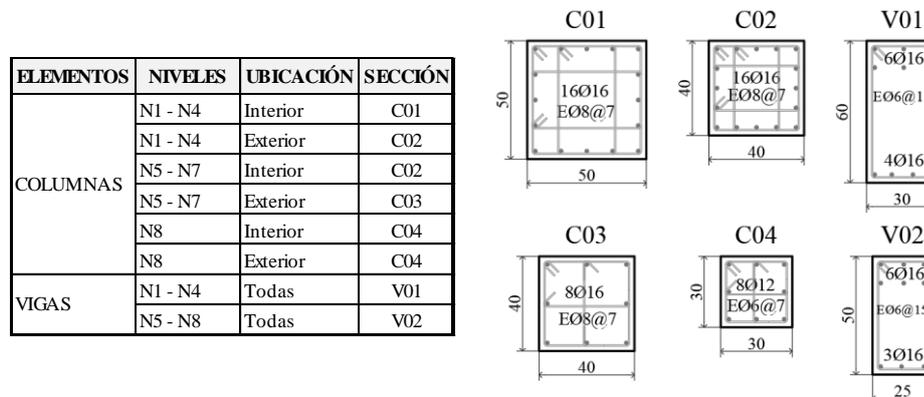


Figura 8.4 Secciones de hormigón armado en extremos de vigas y columnas.

Una vez definidas las secciones de la estructura, se somete el SO a un análisis modal y se determinan las propiedades dinámicas que se presentan en la Tabla 8.1.

Puede observarse la flexibilidad de la estructura y la similitud de comportamiento en ambas direcciones. También se indican las rigideces y masas de cada nivel.

Tabla 8.1. Propiedades dinámicas del sistema SO.

Nivel	Desplazamiento modal 1 <sup>er</sup> modo de vibración		Rigidez $k_{ISO}$ , kN/cm		Masa
	X	Y	X	Y	$m_i$ , tons
8	1.00	1.00	348.94	370.74	332.24
7	0.93	0.93	500.32	531.57	412.91
6	0.81	0.81	555.13	589.80	420.40
5	0.67	0.67	702.30	746.17	420.40
4	0.52	0.52	824.92	1168.60	450.32
3	0.37	0.41	1217.51	979.54	453.53
2	0.26	0.26	974.88	1045.15	453.53
1	0.11	0.11	1335.35	1431.26	456.43
Periodo, $T_n$	2.18	2.12			
masa efectiva	78.02%	78.49%			

Se observa que el periodo de vibración elástico en ambas direcciones resulta superior al utilizado para determinar el cortante mínimo, por lo tanto, no es necesario modificar este corte. Además, se ha indicado un solo modo, pero en ambas direcciones, los tres

primeros modos absorben el 95% de la masa total del edificio. También, se indica la rigidez elástica y la masa considerada en cada nivel.

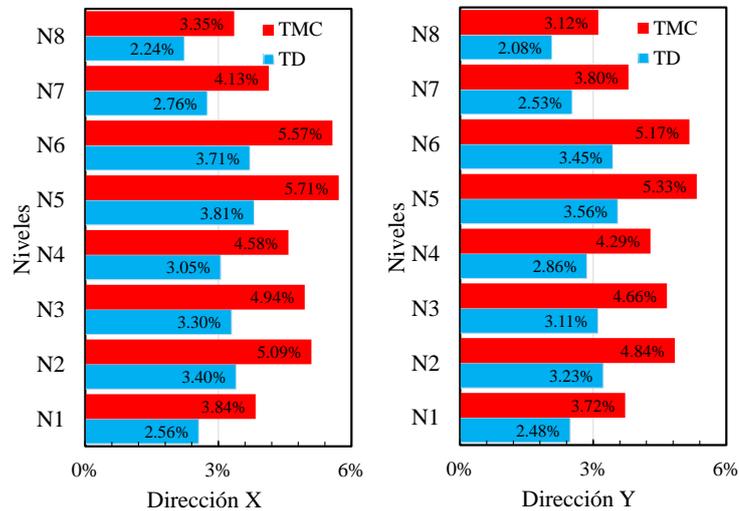


Figura 8.5 Distorsiones para la acción estáticas.

En términos de desplazamientos y distorsiones para el método estático se presenta la Figura 8.5. Se observan distorsiones máximas en *X*, para TD resulta 3.81% y para TMC 5.71%. Evidentemente el SD debe aportar rigidez para que las distorsiones cumplan las prescripciones de normativa (ASCE-7, 2016).

La estructura se diseñó para la carga estática mínima, no obstante, se realiza un AENL para tener mejores aproximaciones del SO en cuanto a rigidez y resistencia. Para ello, se disponen rotulas concentradas en extremos de vigas y columnas definidas según los criterios del ASCE 41 (2017). Se aplica un peine proporcional al primer modo, consistente con el método de diseño propuesto. En la Figura 8.6 se presenta la curva obtenida en color gris, negro la curva bilineal del SVGL y rojo la transformación al SUGLE. Las resistencias máximas fueron de 3190 kN y 3490 kN para dirección *X* e *Y*, en tanto que los desplazamientos a la fluencia 21.8 cm y 21.5 cm, los desplazamientos últimos superaron los 70 cm en ambos casos. En la figura se indica cuando se alcanza el estado de ocupación inmediata según los lineamientos del reglamento ASCE 41 (2017).

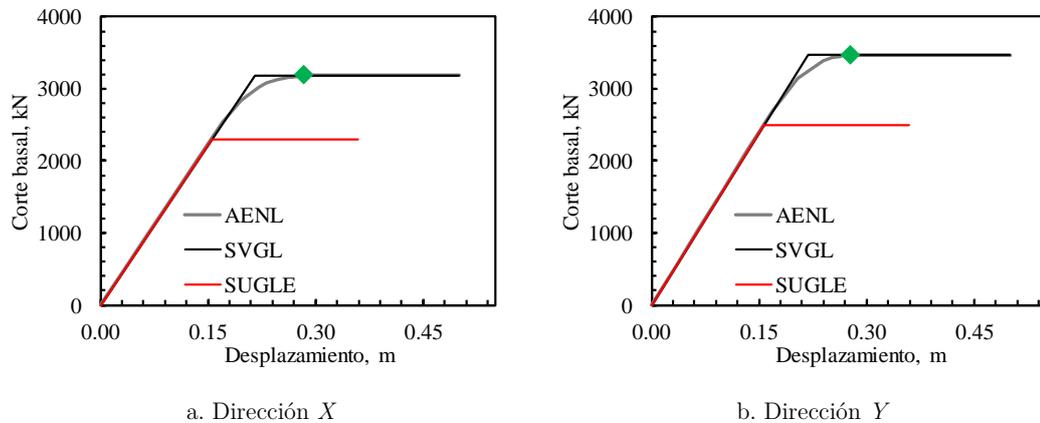


Figura 8.6 AENL del pórtico analizado y curva bilineal para SVGL y SUGLE.

Del AENL se observa que la estructura presenta una sobrerresistencia en dirección  $X$  de 1.67 (3190 kN / 1915 kN) y en dirección  $Y$  de 1.82 (3490 kN / 1915 kN), inferior al valor estimado por reglamento para este tipo de estructuras ( $\Omega C_d / R = 2$ ). Cabe mencionar que la sobrerresistencia para el SO según el reglamento resulta  $\Omega = 3$ , pero en forma conservadora el reglamento supone la relación de coeficientes anteriores (Ramirez, et al., 2001).

Es importante destacar que, otra alternativa, en caso de no realizar el AENL, hubiese sido incrementar el corte de demanda por el factor ( $\Omega C_d / R$ ) y utilizar este valor como resistencia que aporta el SO.

### 8.3.2 Desplazamiento objetivo

El reglamento (ASCE-7, 2016) establece una limitación de distorsión del 3% para el TMC. Si bien no se indica límite para TD, en forma implícita se limita al 2% teniendo en cuenta la relación de 1.5 entre TD y TMC. No obstante, para la aplicación en el edificio se reducen estos valores para asegurarse el cumplimiento en el ADNL. Entonces, se establece una distorsión global máxima para TMC de 2.5% en la altura total (57 cm) que cumple con el desempeño de seguridad de vida, para el TD se reduce en función del factor de 1.5, entonces resulta un desplazamiento de diseño de 35 cm.

De esta forma se deja un margen en distorsiones respecto de lo establecido por el reglamento para que luego de realizado los ADNL no se supere el límite del 3%, dado el incremento en distorsiones de los niveles inferiores. Este margen tiene también como objetivo absorber las demandas de desplazamientos por la torsión accidental en el ADNL, tema tratado en el punto 8.5.

### 8.3.3 Diseño del sistema de disipación

Para el sistema de disipación se utiliza dispositivos dependientes del desplazamiento tipo BPR. Se colocan en los dos planos exteriores en cada dirección y en vanos separados, tal como se indica en la Figura 8.3. Esta ubicación y cantidad cumple con los requerimientos reglamentarios para reducir el corte basal.

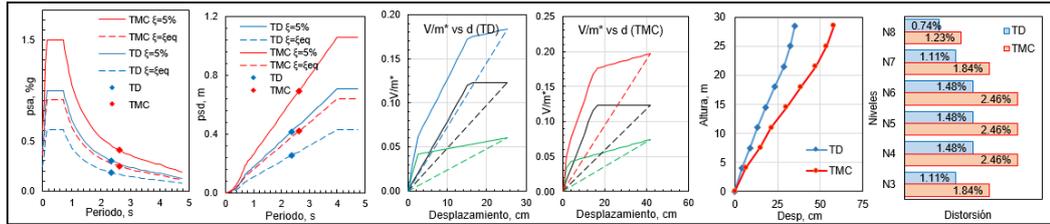
Las BPR tienen núcleo de acero F24 ( $F_y = 237$  Mpa;  $E_s = 200$  Gpa;  $r_{SD} = 0.05$ ) y se admite una ductilidad de desplazamientos de 10 para TD y 20 para TMC. Estos valores cumplen con los protocolos de ensayo a nivel internacional y con las prácticas utilizadas por otros investigadores (Mazza & Vulcano, 2015; Nuzzo, et al., 2019).

Para el diseño del sistema de disipación se aplican los pasos definidos en el capítulo 4, también, mediante la implementación de la planilla de cálculo CALDIS v1.1. (desarrollada en el anexo A).

En la Figura 8.7 y Figura 8.8 se presenta una imagen de la planilla de cálculo donde se puede observar las propiedades, resistencia y rigidez, del SD necesarios para alcanzar los niveles de desempeño establecidos. El AVE resulta de 19.5% y 18.9% en dirección  $X$  e  $Y$  respectivamente. También se destaca el cumplimiento del requisito del TMC.

DDBD - SO (paso Preliminar)			DISEÑO DEL SD - Paso 1 al 5				CONTROL PARA TMC					
SVGL			SUGLE		SUGLE - SO		SUGLE - SD		SUGLE - SR		SUGLE - SR - TMC	
$W_t$	33351.55 kN		$D_{ySO}$	15.46 cm	$D_{ySO}$	15.46 cm	$D_{ySD}$	2.52 cm	$D_{ySR}$	2.52 cm	$D_{yTMC}$	41.71 cm
$V_y$	3190.00 kN		$D_{uSO}$	35.96 cm	$D_{uSO}$	25.17 cm	$D_{uSD}$	25.17 cm	$D_{uSR}$	25.17 cm	$V_{uTMC}$	1384.53 kN
$V_u$	3190.00 kN		$V_{ySO}$	2294.22 kN	$V_{ySO}$	2294.22 kN	$V_{ySD}$	778.45 kN	$V_{ySR}$	1151.93 kN	$V_{uSO}$	2.70 kN
$d_y$	21.50 cm		$V_{uSO}$	2294.22 kN	$V_{uSO}$	2294.22 kN	$V_{uSD}$	1128.76 kN	$V_{uSR}$	3422.98 kN	$\xi_{uSO}$	11.32%
$d_u$	50.00 cm		$K_{ySO}$	93.12 kN/cm	$K_{ySO}$	91.14 kN/cm	$K_{ySD}$	44.84 kN/cm	$K_{ySR}$	135.80 kN/cm	$\xi_{uSD}$	16.6%
			$\mu_{ySO}$	2.33 m	$K_{uSO}$	148.37 kN/cm	$K_{uSD}$	309.26 kN/cm	$K_{uSR}$	457.63 kN/cm	$\xi_{uSR}$	16.76%
			$\xi_{ySO}$	15.25%	$\mu_{ySO}$	1.63	$\mu_{ySD}$	10.00	$\xi_{ySR}$	23.8%	$\xi_{uTMC}$	24.22%
			$\eta$	0.72	$\xi_{ySO}$	6.94%	$\mu_{ySD}$	0.05	$\eta$	0.61	$\eta$	0.60
$\Gamma$	1.39		$T_e$	2.84 seg			$\mu_{ySD}$	1.56 seg	$T_{ef}$	2.355 seg	$T_e$	2.62
$m_e$	1907.14 tonns		$V_{uSO}$	3348.67 kN			$\xi_{ySD}$	16.34%			$V_{uSR TMC}$	4573.83 kN
			D/C	0.95							D/C	1.05

PROYECTO: EDIFICIO 8 NIVELES

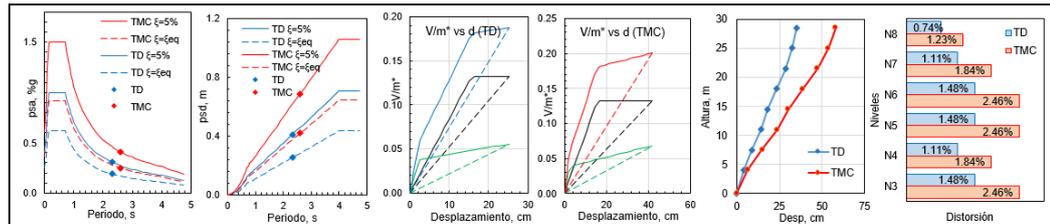


PROPIEDADES DEL SD - Paso 7										PROPIEDADES PARA EL ADNL			PARÁMETROS GRALES		
Nivel	$F_{yISO}$ kN	$V_{yISO}$ kN	$d_{yISO}$ cm	$k_{yISO}$ kN/cm	$F_{ySD}$ kN	$V_{ySD}$ kN	$d_{ySD}$ cm	$K_{ySD}$ kN/cm	$d_{uSR}$ cm	$d_{uSR}$ cm	Nivel	$\cos \alpha_i$	$N_i$ kN	$K_i$ kN/cm	
8	555.72	555.72	21.50	348.94	188.56	188.56	3.50	727.31	35.00	58.00	8	0.819	57.54	270.92	$V_{uSD}/V_{uSO}$ 0.49
7	639.49	1195.21	19.91	500.32	216.99	405.55	3.24	1042.84	32.41	53.70	7	0.819	123.76	388.46	
6	572.97	1768.18	17.52	555.13	194.41	599.96	2.85	1157.07	28.52	47.26	6	0.819	183.09	431.01	$K_{uSD}/K_{uSO}$ 0.49
5	468.79	2236.97	14.33	702.30	159.07	759.03	2.33	1463.84	23.33	38.67	5	0.819	231.63	545.28	
4	390.56	2627.53	11.15	824.92	132.52	891.55	1.81	1719.42	18.15	30.07	4	0.819	272.07	640.48	
3	280.96	2908.50	7.96	1217.51	95.33	986.88	1.30	2537.70	12.96	21.48	3	0.819	301.16	945.29	
2	196.67	3105.17	5.57	974.88	66.73	1053.62	0.91	2031.97	9.07	15.04	2	0.819	321.53	275.24	$K_{uSD}/K_{uSO}$ 2.08
1	84.83	3190.00	2.39	1335.35	28.78	1082.40	0.39	2783.31	3.89	6.44	1	0.781	346.54	1141.16	

Figura 8.7. CALDIS v.1.1. Para dirección X.

DDBD - SO (paso Preliminar)			DISEÑO DEL SD - Paso 1 al 5				CONTROL PARA TMC					
SVGL			SUGLE		SUGLE - SO		SUGLE - SD		SUGLE - SR		SUGLE - SR - TMC	
$W_t$	33351.55 kN		$D_{ySO}$	15.70 cm	$D_{ySO}$	15.70 cm	$D_{ySD}$	2.52 cm	$D_{ySR}$	2.52 cm	$D_{yTMC}$	41.71 cm
$V_y$	3470.00 kN		$D_{uSO}$	35.99 cm	$D_{uSO}$	25.19 cm	$D_{uSD}$	25.19 cm	$D_{uSR}$	25.19 cm	$V_{uTMC}$	1286.58 kN
$V_u$	3470.00 kN		$V_{ySO}$	2497.37 kN	$V_{ySO}$	2497.37 kN	$V_{ySD}$	723.38 kN	$V_{ySR}$	1123.96 kN	$V_{uSO}$	2.66 kN
$d_y$	21.82 cm		$V_{uSO}$	2497.37 kN	$V_{uSO}$	2497.37 kN	$V_{uSD}$	1048.89 kN	$V_{uSR}$	3546.26 kN	$\xi_{uSO}$	11.22%
$d_u$	50.00 cm		$K_{ySO}$	94.30 kN/cm	$K_{ySO}$	99.14 kN/cm	$K_{ySD}$	41.64 kN/cm	$K_{ySR}$	140.79 kN/cm	$\xi_{uSD}$	16.6%
			$\mu_{ySO}$	2.29 m	$K_{uSO}$	159.03 kN/cm	$K_{uSD}$	287.17 kN/cm	$K_{uSR}$	446.20 kN/cm	$\xi_{uSR}$	16.52%
			$\xi_{ySO}$	15.14%	$\mu_{ySO}$	1.60	$\mu_{ySD}$	10.00	$\xi_{ySR}$	23.0%	$\xi_{uTMC}$	23.75%
			$\eta$	0.72	$\xi_{ySO}$	6.77%	$\mu_{ySD}$	0.05	$\eta$	0.62	$\eta$	0.61
$\Gamma$	1.39		$T_e$	2.84 seg			$\mu_{ySD}$	1.63 seg	$T_{ef}$	2.323 seg	$T_e$	2.60
$m_e$	1923.93 tonns		$V_{uSO}$	3393.57 kN			$\xi_{ySD}$	16.03%			$V_{uSR TMC}$	4686.39 kN
			D/C	1.02							D/C	1.03

PROYECTO: EDIFICIO 8 NIVELES



PROPIEDADES DEL SD - Paso 7										PROPIEDADES PARA EL ADNL			PARÁMETROS GRALES		
Nivel	$F_{yISO}$ kN	$V_{yISO}$ kN	$d_{yISO}$ cm	$k_{yISO}$ kN/cm	$F_{ySD}$ kN	$V_{ySD}$ kN	$d_{ySD}$ cm	$K_{ySD}$ kN/cm	$d_{uSR}$ cm	$d_{uSR}$ cm	Nivel	$\cos \alpha_i$	$N_i$ kN	$K_i$ kN/cm	
8	599.22	599.22	21.82	370.74	173.57	173.57	3.50	669.47	35.00	58.00	8	0.819	52.97	249.38	$V_{uSD}/V_{uSO}$ 0.42
7	689.55	1288.77	20.20	531.57	199.73	373.30	3.24	959.91	32.41	53.70	7	0.819	113.92	357.57	
6	617.82	1906.59	17.78	589.80	178.95	552.25	2.85	1065.06	28.52	47.26	6	0.819	168.53	396.73	$K_{uSD}/K_{uSO}$ 0.42
5	505.49	2412.07	14.55	746.17	146.42	698.67	2.33	1347.43	23.33	38.67	5	0.819	213.21	501.92	
4	421.14	2833.21	11.31	1168.60	121.98	820.65	1.81	2110.25	18.15	30.07	4	0.819	250.43	786.07	
3	333.25	3166.46	8.89	979.54	96.53	917.18	1.43	1768.85	14.26	23.63	3	0.819	279.89	658.90	
2	212.07	3378.53	5.66	1045.15	61.43	978.61	0.91	1887.32	9.07	15.04	2	0.819	298.64	255.65	$K_{uSD}/K_{uSO}$ 1.81
1	91.47	3470.00	2.42	1431.26	26.49	1005.10	0.39	2584.55	3.89	6.44	1	0.781	321.79	1059.67	

Figura 8.8. CALDIS v.1.1. Para dirección Y.

Es importante destacar que, el esfuerzo de corte en la base se incrementa debido a la disminución del periodo por aumento de rigidez que aporta el SD. Entonces el SD absorbe un 49% de la resistencia que absorbe el SO en dirección  $X$  y un 42% en dirección  $Y$ . Estos valores se muestran en el recuadro amarillo de la Figura 8.7 y Figura 8.8.

En términos de rigidez inicial, el SD aporta 2.08 veces la rigidez del SO en dirección  $X$  y 1.81 veces en dirección  $Y$ . Esta rigidez es necesaria para que el SD desarrolle la ductilidad.

Con las propiedades determinadas en el punto anterior y el arreglo de disipadores de la Figura 6.4 se obtiene la distribución de rigidez y resistencia de los disipadores mostrados en la Tabla 8.2, donde las variables han sido definidas en el Capítulo 4.

Tabla 8.2. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación

Nivel	Dirección $X$			Dirección $Y$		
	$n_{SDi}$	$v_{ySD,i,j}$ kN	$k_{SD,i,j}$ kN/cm	$n_{SDi}$	$v_{ySD,i,j}$ kN	$k_{SD,i,j}$ kN/cm
8	4	57.54	270.92	4	52.97	249.38
7	4	123.76	388.46	4	113.92	357.57
6	4	183.09	431.01	4	168.53	396.73
5	4	231.63	545.28	4	213.21	501.92
4	4	272.07	640.48	4	250.43	786.07
3	4	301.16	945.29	4	279.89	658.90
2	4	321.53	756.91	4	298.64	703.03
1	4	346.54	1141.16	4	321.79	1059.67

De esta forma queda definido el SO y el SD de la estructura. Escapan a los objetivos del capítulo el diseño y verificación del sistema de disipación. A continuación, y para evaluar el diseño propuesto, se realiza un ADNL.

## 8.4 Análisis dinámico no lineal

Para evaluar la eficiencia del método de diseño propuesto (MP) se contrastan los resultados con un ADNL. Quedan fuera del alcance del capítulo verificar los criterios de

aceptación indicados por las normativas (ASCE-7, 2016). Primero se aborda la demanda sísmica, luego aspectos de la simulación computacional, para finalmente analizar los resultados del ADNL y compararlos con los previstos en el método propuesto.

### 8.4.1 Demanda sísmica

La demanda sísmica fue abordada en el capítulo 5, punto 5.3.4.3. Se establece en un todo de acuerdo con lo indicado en el reglamento y se resumen los espectros escalados por amplitud (AA) en la Figura 8.9.

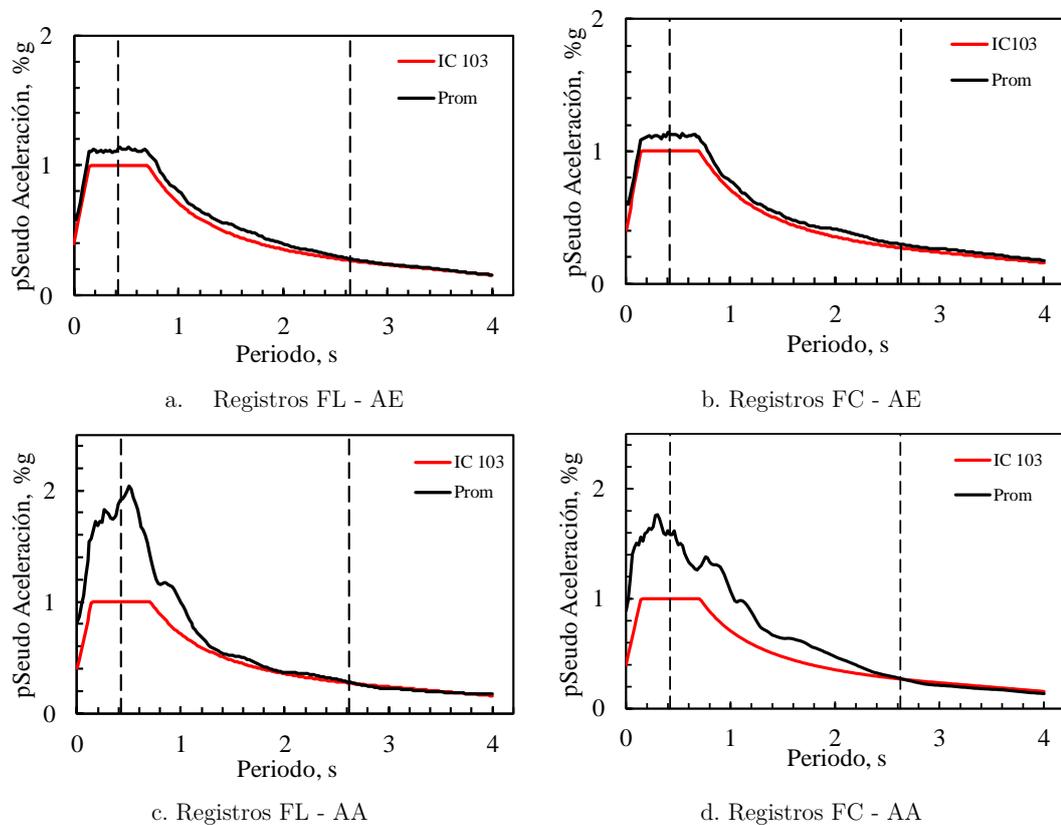


Figura 8.9. Espectros promedios de registros utilizados en el ADNL para TD.

En la cual se indican los espectros de diseño para TD y los espectros promedios de los SRSS de las componentes para los AA y los promedios para los AE. En el capítulo 5 se presentaron los registros que integran cada grupo. En este caso, a diferencia de la

demanda sísmica de los capítulos anteriores, se siguen los lineamientos del ASCE-7 (2016) por tratarse de una estructura nueva.

#### 8.4.2 Simulación computacional

Se realiza un modelo computacional de la estructura 3D con elementos *frame* para secciones de hormigón armado y elementos *link* para las BPR. En los elementos *frame* se disponen rotulas concentradas en los extremos de elementos, configuradas según el reglamento ASCE 41 (2017). En la Figura 8.10 se presentan los modelos con y sin BPR obtenidos del *software* comercial (ETABS, 2015).

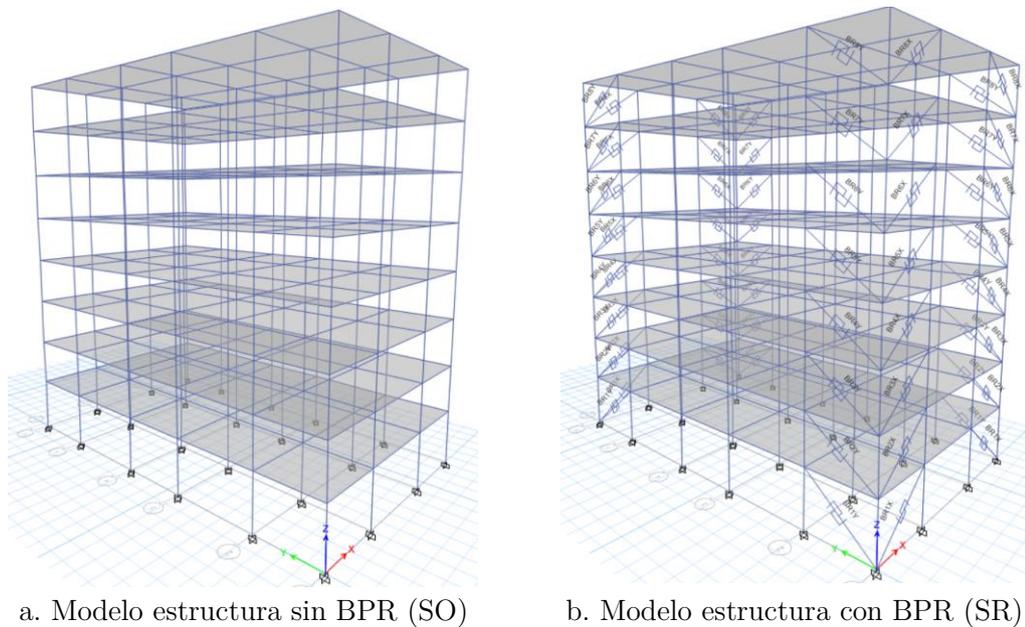


Figura 8.10. Modelo computacional utilizados para simulaciones en *software* (ETABS, 2015).

En el hormigón se utiliza un modelo de Mander con las propiedades del concreto y el acero indicadas ya anteriormente. Para las BPR se utiliza un modelo simplificado bilineal sin degradación de rigidez con  $r = 0.05$ . La unión de estos elementos a la estructura principal es mediante articulaciones. Es importante mencionar, que según el reglamento no sería necesario considerar la no linealidad de los elementos de hormigón armado, debido a que la resistencia de demanda no supera en 1.5 veces la resistencia de

diseño. Para el rango elástico se utiliza un amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez secante de 0.0017, que aporta un amortiguamiento del primer modo del 3%, valor que representa la disipación de energía por calor en la estructura y permite estabilidad en los cálculos numéricos. Este valor es el recomendado por el reglamento en caso de no realizar estudios más profundos sobre el tema.

De esta forma, para el SR se tienen dos grupos de registros, FL y FC, dos métodos de escalado, AA y AE, y dos niveles de demanda sísmica, TD y TMC. En total resultan 56 simulaciones. A continuación, se presentan los resultados.

### **8.4.3 Resultados numéricos**

En este caso el ADNL tiene tres objetivos: (i) contrastar los resultados con el método de diseño propuesto, (ii) verificar que el diseño del SR cumpla los requerimientos de reglamento, y (iii) evaluar si el método de escalamiento o la cercanía a la falla tienen incidencia en los resultados. Como se indicó en la introducción, dadas las características de la estructura y la zona de emplazamiento, solo es factible el ADNL para el diseño del edificio con disipadores.

Se destaca que según el reglamento se debería considerar la excentricidad accidental en el ADNL. Sin embargo, para no complejizar el análisis en esta sección se omite tal consideración, tratado luego en la sección 8.5 de este capítulo.

Además, se analiza la influencia en la cercanía a las fallas de los registros, FL y FC, y los impactos en los resultados para las distintas formas de escalamientos indicadas en el capítulo 5. Para la dispersión de valores se utiliza el coeficiente de variación,  $C_V$ , calculado como la relación entre la desviación estándar y el promedio o media aritmética.

#### **8.4.3.1 Comparación entre el ADNL y método de diseño propuesto**

En este apartado se comparan los resultados entre el ADNL y el MP a fin de validar este último. Dada la importante cantidad de simulaciones realizadas en el ADNL, en esta sección solo se consideran los resultados de registros AE, promediando los valores de FC y FL.

En la Figura 8.11a se presentan los desplazamientos en cubierta máximos promedio del ADNL y del MP para las dos direcciones. Para el TD se estimó un desplazamiento en el MP de 35 cm y el ADNL mostró 38.7 cm y 40.60 cm para cada dirección, es decir, un 13% superior. Esta diferencia se redujo para el TMC al 7%.

En la Figura 8.11b se presentan los cortes basales máximos promedios para ADNL y MP. Los cortes obtenidos para ADNL resultan superiores en un 40% a los previstos en el MP. Las diferencias entre ADNL y MP están asociadas a que el AENL se realizó para un peine proporcional al primer modo, muy conservador, respecto de otros peines (p.e. constante o proporcional a las masas).

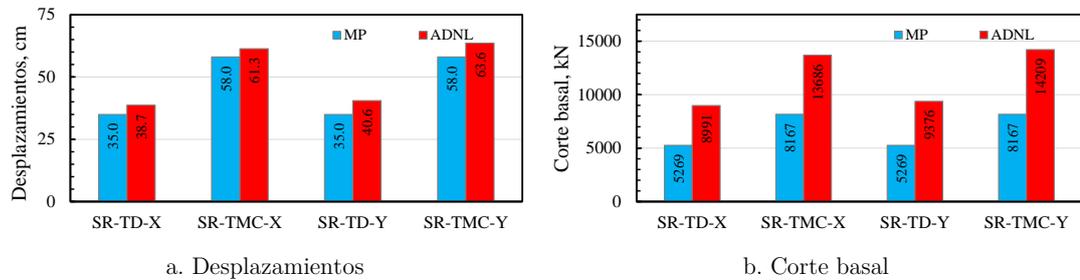


Figura 8.11. Comparación entre MP y ADNL en desplazamientos y corte basal.

En la Figura 8.12 se compara la distorsión entre ADNL y MP en dirección *X*, y en la Figura 8.13 para la dirección *Y*. Se observa que para TD la distorsión máxima en el ADNL es superior un 9% al MP incrementándose esta diferencia a un 18% para TMC. También se observa que el perfil de distorsiones tiene correlación entre el MP y el ADNL. Se reitera lo comentado en capítulos anteriores, la distribución en altura de BPR podría optimizarse, aunque escapa los objetivos del método propuesto.

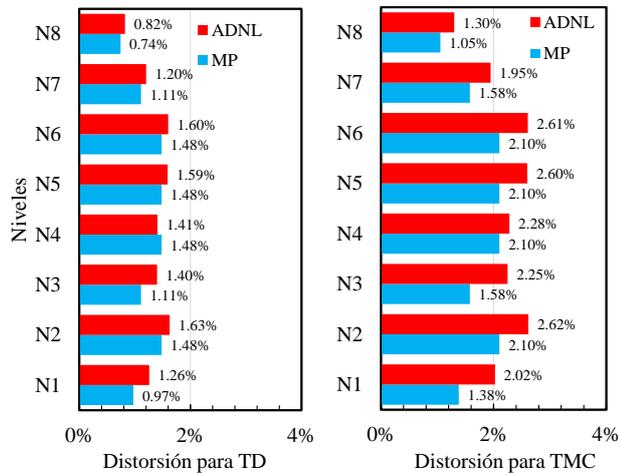


Figura 8.12. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones para dirección X.

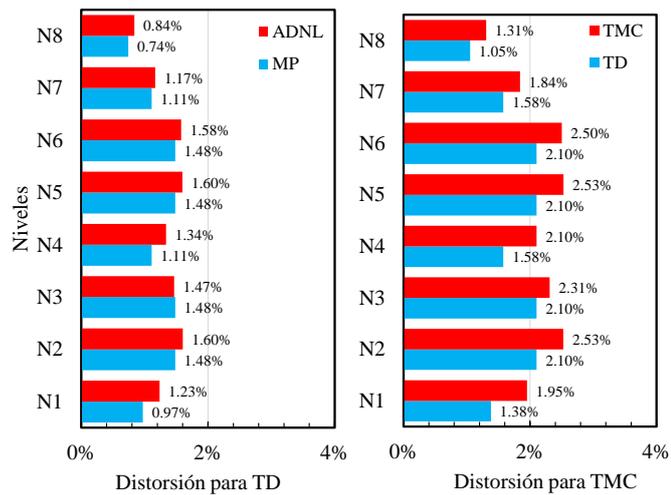


Figura 8.13. Comparación entre MP y ADNL en distorsiones para dirección Y.

Además, en la Figura 8.14 se presentan las demandas de ductilidad del SD. Se observan demandas máximas de 12.57 para TD respecto de 10 del MP. Para TMC las demandas máximas son de 20.83 respecto de 20 del MP. Estas diferencias de ductilidad entre ADNL y MP están directamente asociadas a las diferencias de distorsiones de piso mostradas en las Figura 8.16 y Figura 8.17.

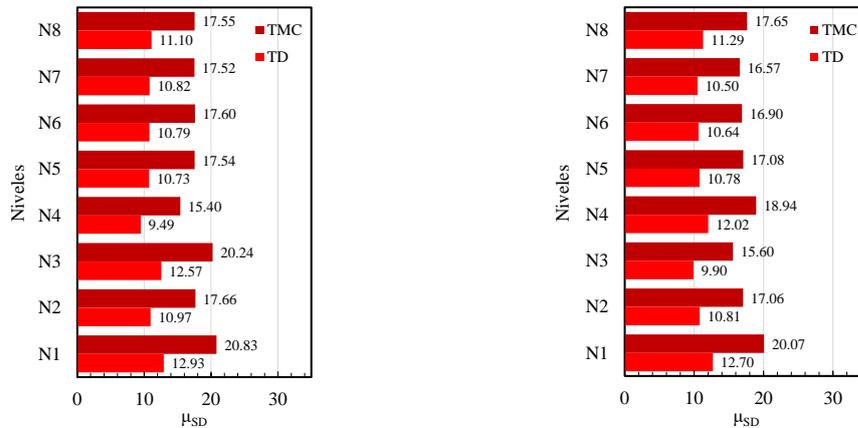


Figura 8.14. Demandas de ductilidades para TD y TMC en ADNL.

Mediante los resultados en desplazamientos, distorsiones y cortes basales se valida el método propuesto. En términos de desplazamientos y distorsiones, principales variables a comparar, el ADNL arroja valores superiores al MP. Estas diferencias están asociadas a las limitaciones e hipótesis del método propuesto, pero también a la demanda sísmica. En la Figura 8.9 se muestra que el promedio de registros AE es superior un 10% al espectro de diseño por requerimientos normativos.

#### 8.4.3.2 Resultados del ADNL

En el apartado anterior se comparó el ADNL y el MP con el objetivo de validar este último. En esta sección se incrementan la cantidad de resultados, se agregan los AA-FC y AA-FL y se verifica el cumplimiento del reglamento (ASCE-7, 2016). En todos los casos se presentan los promedios de los máximos de cada grupo y en el Anexo C se muestran todos los resultados del ADNL.

Primero se presentan los desplazamientos en la cubierta del edificio. El reglamento establece que se debe utilizar el promedio de los máximos de los 7 registros de cada grupo para el análisis. En la Figura 8.15 se presentan los promedios de los 7 registros para cada grupo FL, FC, AA y AE en dirección *X* e *Y*. También se indican los desplazamientos del MP, 35 cm para TD y 58 cm para TMC.

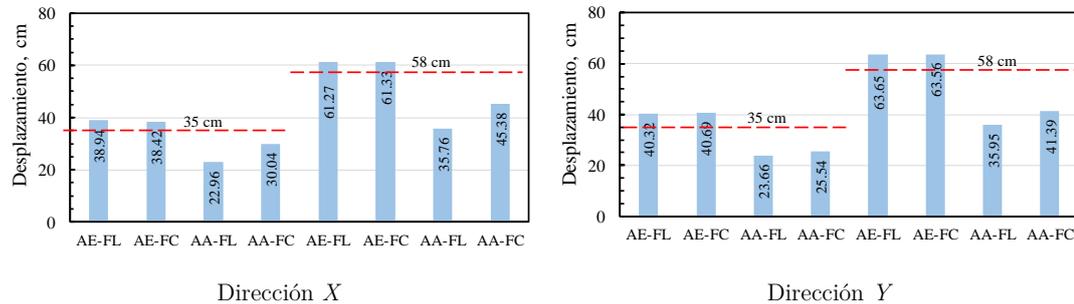


Figura 8.15. Desplazamientos máximos en la cubierta para el SR sometido a TD y TMC por AA y AE. Unidades en cm.

En primera instancia se analizan desplazamientos para TMC, valor a controlar por el reglamento. Se observa que, para AE el ADNL arroja valores mayores a MP y sucede lo contrario para AA. Sin embargo, en todos los casos se cumple con los requisitos normativos (ASCE-7, 2016) de desplazamientos máximos (85 cm para TMC). Se recuerda que el reglamento no establece limitaciones en desplazamientos para TD.

También se observa que los desplazamientos en dirección *Y* son mayores que en *X*, esto debido a que en la dirección *X* posee mayor rigidez que en *Y*.

La diferencia entre desplazamientos de AE y AA se debe, en parte, a las formas en que la normativa exige realizar el escalamiento (ASCE-7, 2016). Para el AE el promedio de 7 registros debe superar el 110% del espectro objetivo en cada dirección, en cambio para el AA el promedio de los registros SRSS de las componentes debe superar el espectro objetivo.

En la Figura 8.16 se presentan las distorsiones máximas promedio en los distintos niveles de la estructura, para los grupos de registros seleccionados y para los dos niveles de demanda sísmica. Es importante destacar, como primer punto, que en ningún caso se alcanza la distorsión máxima establecida en el reglamento del 3% para TMC.

Para TMC las distorsiones máximas se dan para el grupo FC AE con valor de 2.74%, mientras que el menor máximo se observa para FC AA con 1.53%. Para TD la distorsión máxima es de 1.73% para FC AE. Los perfiles de distorsiones respetan la forma del primer modo de vibrar, aunque para TMC se observa una desviación producida por la

incursión en el rango inelástico de la estructura. Además, para registros AE las distorsiones del ADNL son superiores al MP en un 15% para TD y 28% para TMC, sin embargo, para AA las distorsiones del ADNL son inferiores a las del MP.

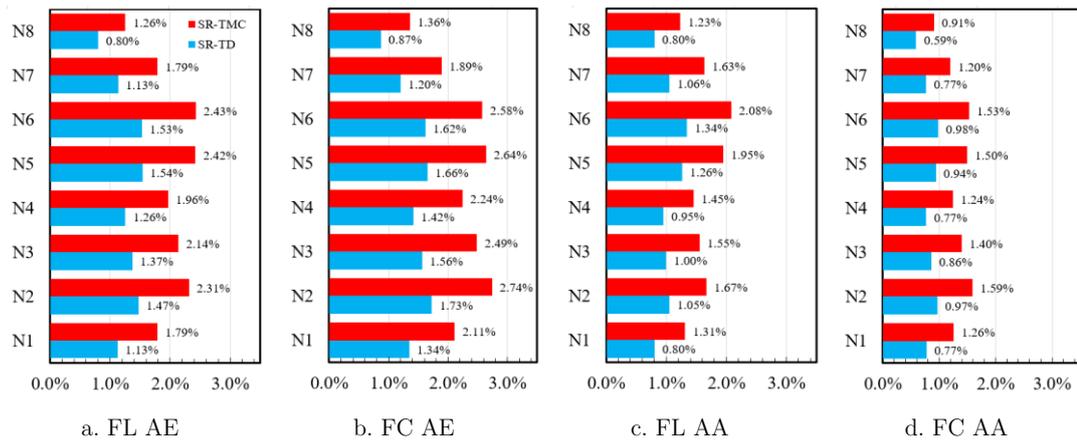
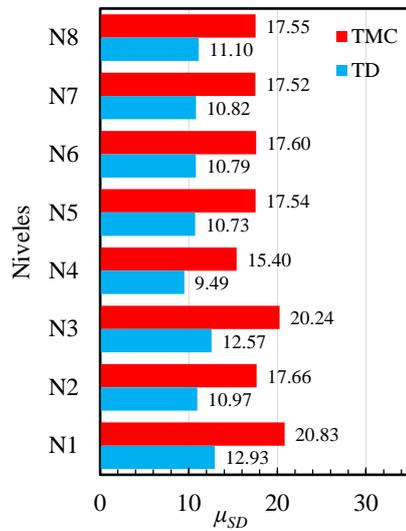


Figura 8.16. Distorsiones promedio para cada grupo de registros.

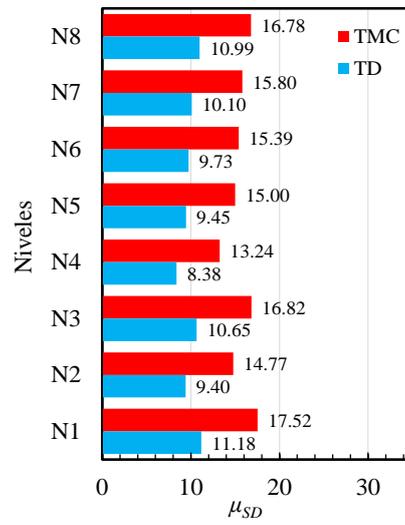
Al igual que se indicó en la respuesta en desplazamientos, se observa una mayor distorsión para los registros AE, seguramente motivado por la forma del escalamiento, tal como se especificó en el punto anterior. Además, no hay diferencias significativas entre los registros FC y FL, en distorsiones. En el Anexo C se presentan las máximas distorsiones en el nivel 2, más comprometido, para todos los registros analizados.

El desempeño del sistema de disipación se evalúa mediante la demanda de ductilidad en el instante de máximo desplazamiento para TD y TMC. En la Figura 8.17 se presentan los promedios de las máximas demandas para cada grupo de registros según el método de escalamiento.

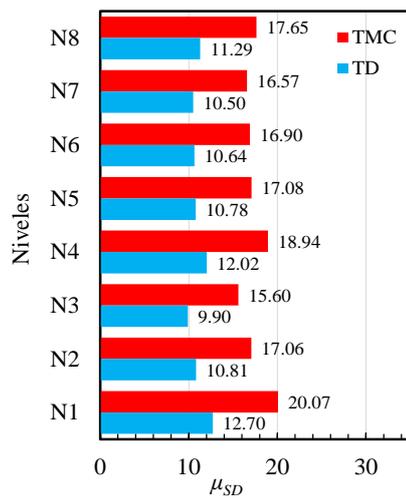
Se observa que para el TD se tienen demandas de ductilidad de 12.93 y 12.70 para  $X$  e  $Y$ , superiores al valor de 10 previsto en el diseño. Para el TMC las demandas son de 20.83 y 20.07 para dirección  $X$  e  $Y$ , prácticamente las mismas que las previstas en el diseño. Siendo estas últimas las que limita y controla el reglamento.



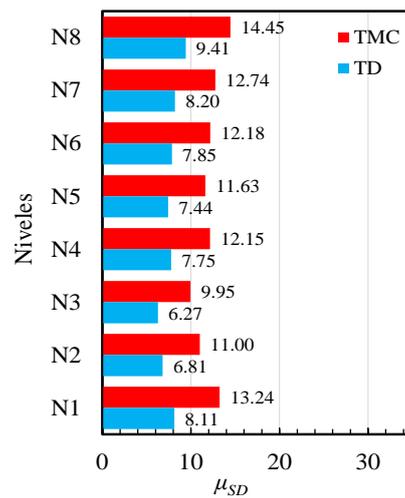
a. Dirección X – Registros AE



b. Dirección X – Registros AA



c. Dirección Y – Registros AE



d. Dirección Y – Registros AA

Figura 8.17. Demandas de ductilidad del SD promedios para registros TD y TMC.

Analizando los resultados se observa que la estructura cumple con los desplazamientos máximos y distorsión de piso que indica el reglamento.

Además, los valores previstos en el diseño se cumplen dentro de ciertos parámetros en el ADNL, esto permite validar el método simple propuesto, en este caso con una variante para estructuras nuevas.

### 8.4.3.3 Incidencia del método de escalamiento

Para evaluar la incidencia de los métodos de escalamiento se utiliza el  $C_V$  presentado en la Figura 8.18. Se observa una dispersión mayor para registros AA respecto de los AE, tanto en desplazamientos como en cortes basales. Esta dispersión está asociada a los métodos de escalamientos, tema tratado en el capítulo 5.

En este caso el SO tiene escasa o nula incursión en el rango inelástico, por ello las dispersiones en esfuerzos cortantes son mayores a las presentadas en el edificio del capítulo 6, donde la plastificación total del SO reduce notablemente las dispersiones.

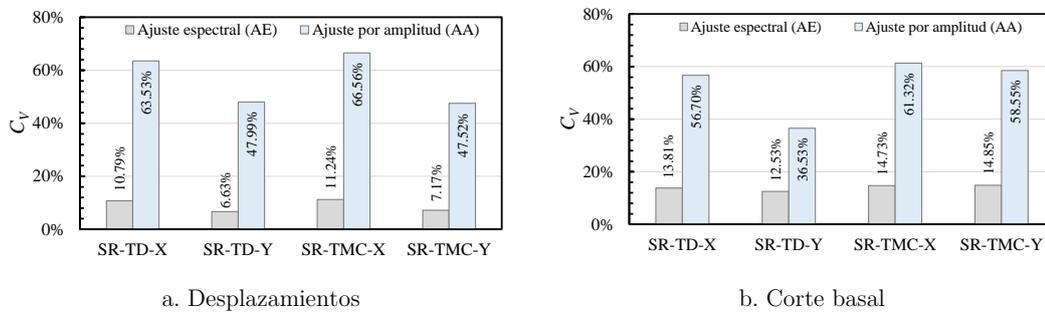


Figura 8.18. Coeficiente de variación de desplazamientos máximos entre AA y AE.

## 8.5 Análisis de la torsión por excentricidad accidental

En el ADNL del punto 8.4 no se consideró la excentricidad accidental, tema tratado por completo en esta sección. Esta excentricidad tiene el objetivo de cubrir posibles desplazamientos de la ubicación de las masas y también, posibles desplazamientos de la acción sísmica. Se la debe cuantificar desplazando el centro de masas (CM) un 5% de la longitud de la planta en ambas direcciones, según indica el reglamento americano.

En un análisis estático lineal no hay dudas de que un desplazamiento del CM incurrirá en mayores desplazamientos para la estructura, sin embargo, en un ADNL, donde se modifican las propiedades dinámicas lineales y no lineales no está seguro. De hecho, estudios demuestran que en ciertas ocasiones puede ocurrir que una excentricidad creciente reduzca los desplazamientos máximos (Basu & Giri, 2015).

Es importante destacar que el desplazamiento del CM cuadruplica la cantidad de ADNL a realizar sobre la estructura. Por ello, el reglamento indica que la torsión accidental en los ADNL puede considerarse a través de coeficientes, basados en análisis lineales, que incrementen los desplazamientos y las distorsiones.

Para el caso del edificio en estudio se desplazó el CM una distancia igual al 5% de la longitud en dirección perpendicular a la fuerza, según indica el reglamento. El análisis se realizó para la dirección en  $X$  y sometiendo la estructura al grupo de registros FL AE. Se realizó el análisis estático lineal (AEL) y los ADNL para TD y TMC. En la Figura 8.19 se presenta el coeficiente  $DCT / DST$ , donde  $DCT$  es el desplazamiento máximo del nivel con torsión accidental del 5% y  $DST$  es el desplazamiento máximo del nivel sin torsión accidental. Se observa que para la estructura en estudio el coeficiente para el método estático es 1.10 y para los ADNL resulta de 1.15 aproximadamente, para TD y TMC. La no linealidad de la estructura amplifica los desplazamientos no lineales, e incrementa las relaciones obtenidas para el método estático. Entonces, considerar la torsión accidental a partir de coeficientes basados en análisis elásticos no resulta adecuado, al menos en este caso; Resultando necesario indefectiblemente realizar los ADNL.

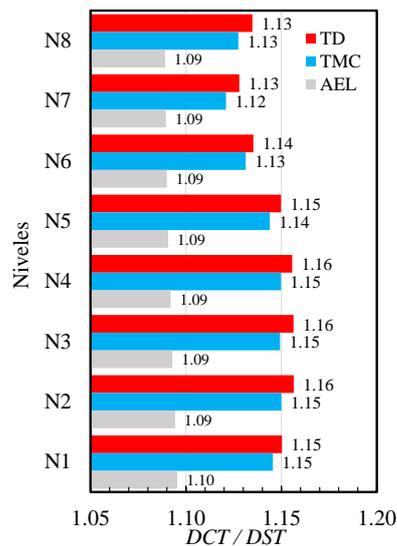


Figura 8.19. Coeficiente  $DCT / DST$  para análisis estático y ADNL

## 8.6 Comparación con edificio convencional

Una alternativa de diseño al edificio descrito en este capítulo es un diseño convencional (sin sistema de disipación) con pórticos de hormigón armado siguiendo las normativas actuales de nuestro país (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018; INPRES-CIRSOC 103-II, 2005).

Los avances de un trabajo publicado en prensa muestran que es necesario incrementar las secciones de columnas un 80% y las vigas un 15% para cumplir condiciones de rigidez y resistencias requeridas por el reglamento.

Entonces con el objetivo de realizar una comparación de la inversión inicial se presenta la Tabla 8.3, basada en volúmenes de hormigón estimados para la estructura convencional y la estructura presentada en este capítulo. Se observa que la implementación de BPR reduce la inversión inicial en hormigón armado en un 20% que la incorporar los disipadores supera el valor de la estructura convencional en un 10%. Sin embargo, desde el punto de vista del desempeño estructural la incorporación de disipadores permitiría una rápida puesta en funcionamiento posterior a un terremoto, algo que no ocurriría con la estructura convencional. La cual demandaría importantes costos de reparación producto del daño esperado en la misma.

Tabla 8.3. Costos estimados de inversión inicial para ambas alternativas

Elemento	unid	Edificio con disipadores		Edificio convencional	
		cantidad	USD totales	cantidad	USD totales
Columnas	m3	114.0	79800	213.2	149212
Vigas	m3	269.9	161909	312.3	187348
Losas	m3	554.4	277200	554.4	277200
Fundaciones	m3	139.0	55914	151.6	75791
Disipadores	unid	64	192000		
Total			766823		689551

Los costos unitarios del hormigón son estimados y han sido tomados de empresas del medio, para el caso de los disipadores se ha consultado con empresas de Colombia ([www.efe-prima-ce.co](http://www.efe-prima-ce.co)) y no se han considerado costos de ensayos de los dispositivos.

Por último, se reitera que este apartado forma parte de un estudio que se está desarrollando actualmente, por lo cual las conclusiones deben ser consideradas como preliminares.

## 8.7 Conclusiones

Los sistemas pasivos de disipación de energía son cada vez más utilizados en el diseño de estructuras nuevas, una de las principales ventajas es concentrar el daño en dispositivos diseñados para tal fin. Se propuso en este capítulo evaluar la reducción de la vulnerabilidad cuando en una estructura nueva se incorpora un sistema de disipación de energía. Se aplicó la variante sobre el método original propuesto en el capítulo 4, que permitió definir de forma simple las propiedades de los disipadores de energía. A la estructura original se diseñó con el mínimo corte admitido por el reglamento estadounidense (base de nuestro futuro reglamento). Para este análisis 3D se consideraron 7 registros sísmicos de falla lejana y 7 de falla cercana sin pulso, como los que podrían afectar a edificios del gran Mendoza. Al igual que en los capítulos anteriores, la demanda sísmica se definió para dos niveles de intensidades y se utilizaron dos métodos de escalamientos (ajuste espectral y ajuste por amplitudes). También se realizó un estudio sobre la torsión estática accidental (solo se utilizaron registros por ajuste espectral), donde se compararon los desplazamientos máximos de los análisis dinámicos no lineales con los obtenidos mediante coeficientes establecidos en la norma estadounidense. Finalmente se hizo referencia a una comparación económica sobre la implementación del sistema de disipación.

Los resultados del análisis dinámico no lineal mostraron que la incorporación del sistema de disipación permite cumplir con aspectos normativos de distorsiones de piso y desplazamientos máximos.

De la comparación entre MP y ADNL se mostró que desplazamientos del ADNL resultan superiores al MP en 13% para TD y se reduce al 7% para TMC. En distorsiones la diferencia en TD es del 9% y se incrementa al 18% para TMC. Se destaca la importancia del método de escalamiento, que para este caso el espectro objetivo se incrementa en un 10%.

El aporte fundamental de este capítulo radica en que el método de diseño desarrollado permitió establecer de forma rápida y a un bajo costo computacional las propiedades del sistema de disipación, a efectos de lograr un desempeño aceptable verificado mediante análisis dinámico no lineal. Si el método no fuera adecuado sería necesario realizar nuevamente el análisis dinámico no lineal que requirió cerca de 100 horas de simulaciones.

Al igual que en los capítulos anteriores la cercanía a la falla no mostró incidencia en los resultados obtenidos. Se suma a esto que, los registros por ajuste espectral mostraron menor variabilidad en los resultados obtenidos.

El análisis de la torsión accidental mostró que es necesario considerarla en el análisis dinámico no lineal, los métodos simplificados, mediante coeficientes, propuesto por la normativa estadounidense presenta menores desplazamientos máximos.

Desde el punto de vista netamente económico de la inversión inicial el edificio con disipadores es más oneroso que el edificio convencional.

Estos resultados ponen de manifiesto que: (i) La variante del método de diseño propuesto en el capítulo 4 permite en forma rápida y sencilla definir las propiedades de un sistema de disipación con los cuales se pueda mejorar el desempeño de construcciones nuevas; (ii) en el análisis dinámico no lineal no es necesario considerar registros de falla lejana en forma separada de registros de falla cercana sin pulso; (iii) es necesario considerar la torsión accidental en los análisis dinámico no lineales; y (iv) en términos de inversión inicial el edificio con disipadores es más costoso.

## Capítulo 9

# Conclusiones

### 9.1 Resumen del estudio

Se dispone en esta instancia de la investigación, de todos los elementos necesarios para realizar el análisis y la interpretación final sobre el objetivo de este trabajo, que básicamente era proponer un método de diseño, basado en desplazamientos, para el refuerzo de estructuras existentes mediante la implementación de sistemas histeréticos de energía.

Se realizó una revisión bibliográfica (capítulo 2) de los métodos de diseño basados en desplazamientos para estructuras que incorporan sistemas de disipación de energía. Tal como indicara Priestley *et al.* (2007) los métodos basados en desplazamientos resultan más transparentes que los basados en fuerzas. Además, se realizó una exhaustiva revisión sobre el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente en el diseño por desplazamientos (capítulo 3), y concluir con una expresión analítica para el amortiguamiento en sistemas que incorporan disipadores histeréticos. Posteriormente se formuló el método propiamente dicho (capítulo 4) con el objetivo de obtener de forma simple las propiedades de los disipadores. Resultó necesario definir la acción sísmica para el método propuesto y para los análisis dinámicos no lineales (capítulo 5), estos últimos con el objetivo de cumplir aspectos normativos y evaluar el método propuesto.

Para la respuesta en el tiempo se utilizaron registros de falla lejana y falla cercana (sin pulso), además se evaluaron distintos métodos de escalamiento de registros (capítulo 5). Se evaluó la validación del método en tres estructuras características del oeste argentino (capítulo 6, 7 y 8). En el edificio de mediana altura (capítulo 6) se evaluaron parámetros globales (desplazamientos, distorsiones y ductilidad), además, se realizó un análisis de sensibilidad para evaluar en que rangos de ductilidades de la estructura original, el método propuesto es confiable. En el edificio de baja altura (capítulo 7) se validó el método con parámetros globales y locales (compresión en columnas, curvas de histéresis en disipadores, etc). Finalmente, se implementó el método en un edificio de 8 niveles (capítulo 8), donde además de validar el método se evaluó la torsión estática accidental que requieren las normas. En todos los casos la validación del método se evaluó comparando los resultados con el análisis dinámico con lineal, en dos edificios, además se comparó la respuesta para dos métodos de escalamiento.

## 9.2 Evaluación del estudio

Se puede afirmar que, se realizó una revisión exhaustiva del amortiguamiento viscoso equivalente en el diseño por desplazamientos (capítulo 3). Esto permitió incorporar al método de diseño la expresión propuesta por Yan *et al.* (2018) para estructuras de hormigón armado y la propuesta por el Liu *et al.* (2014) para estructuras con sistemas de disipación histeréticos, ambas con mayor sustento numérico que las propuestas originalmente por Priestley *et al.* (2007).

Un aporte fundamental de este trabajo es la expresión analítica para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente en sistemas que incorporan disipadores histeréticos de energía. Cabe mencionar que las expresiones que actualmente se encuentran en la literatura (Bergami & Nutti, 2013; Benedetti & Landi, 2014; Mazza & Vulcano, 2015; Ferraioli & Lavino, 2018) presentan inconsistencias en su determinación.

El aporte principal de la tesis radica en la formulación del método de diseño propuesto, el cual es de simple aplicación y bajo costo computacional, permitiendo obtener las propiedades de los disipadores de forma robusta para luego aplicar el análisis dinámico

no lineal que requieren los reglamentos. También, mediante una modificación del método resultó factible la implementación en estructuras nuevas.

Se contrastó el método propuesto en la implementación de las tres estructuras presentadas (dos pórticos y un edificio) con el análisis dinámico no lineal. Para la comparación se utilizaron variables globales (distorsiones, desplazamientos, cortes basales y ductilidades del sistema de disipación). Las máximas diferencias en distorsiones de piso, principal variable a controlar para reducir el daño, fueron del 20% para todos los casos. En términos de desplazamientos máximos la diferencia se incrementó al 30%. El corte basal siempre fue superior en el análisis dinámico no lineal, obteniéndose una diferencia del 20%, en el edificio de 8 niveles se incrementó al 40%, esto causado por el uso de un peine proporcional al primer modo para el análisis estático no lineal. En términos de demandas de ductilidad del sistema de disipación las diferencias fueron máximas del 20%.

Es importante destacar que en las 3 estructuras se cumplió con los requerimientos normativos de distorsión de piso y demandas de ductilidad del sistema de disipación, esto permite validar al método para el diseño de refuerzos de estructuras o aplicarlo a estructuras nuevas. Posterior a esto resulta necesario un diseño por capacidad de conexiones y demás elementos estructurales.

Además, mediante un estudio de sensibilidad, sobre el pórtico de 6 niveles, se demostró la validación para ductilidades menores a 2 de la estructura original (ductilidades mayores implicarían un excesivo daño en la estructura).

A lo largo de este estudio, en los 3 últimos capítulos principalmente, se ha comprobado en los métodos de escalamiento por ajuste espectral presentan menor dispersión en los resultados. Además, no se encontraron diferencias sustanciales entre registros de falla lejana y falla cercana sin pulso.

Los resultados de excentricidad accidental ponen de manifiesto que los métodos de coeficientes simplificados que indican los reglamentos presentan diferencias importantes con los análisis dinámico no lineales.

### 9.3 Deducción del estudio

Los resultados indicados en el punto anterior ponen de manifiesto que el método de diseño propuesto, para estructuras de pórticos con simetría en planta y regularidad en elevación, es una excelente herramienta, de fácil implementación y bajo costo computacional, para estimar las propiedades de disipadores en el refuerzo de estructuras, incluso para estructuras nuevas.

Luego de lo expuesto y analizado, la hipótesis que se puede aventurar es que el método es confiable para estructuras que presenten ductilidades inferiores a 2.

Por último, hay que destacar que no es posible utilizar coeficientes basados en método estáticos y lineales para considerar la excentricidad estática accidental.

### 9.4 Trabajos futuros

A partir del trabajo llevado a cabo y los resultados alcanzados surgen distintas posibilidades de investigación que se detallan a continuación:

- Para la aplicación del método se utilizaron dos estructuras (una de baja altura y otra de mediana altura). Sin dudas que aplicar el método en otros edificios y contrastar los resultados con análisis dinámico no lineal aumentaría la confiabilidad de este.
- El método propuesto mantiene la forma del primer modo de vibración para la distribución en altura de los disipadores. En un trabajo futuro podrían evaluarse otras distribuciones en altura, que resulten de mayor eficiencia o tal vez con la finalidad de reducir la cantidad de dispositivos.
- La expresión determinada en el capítulo 3 para el amortiguamiento viscoso equivalente de sistemas en paralelo, parte de un concepto teórico de la dinámica clásica. Sería interesante plantear la validación de la expresión mediante análisis numérico y de ser posible reforzar con validaciones experimentales.

- El método desarrollado para estructuras existentes fue presentado con una variante para estructuras nuevas. Un trabajo futuro sería la profundización en el desarrollo de un método para estructuras nuevas.
- El método se ha formulado para disipadores histeréticos, podría incorporarse, mediante algunas modificaciones, disipadores viscosos o viscoelásticos para lograr la generalidad del método.

## Publicaciones propias

Bay, C. & Palazzo, G., 2020. Displacement based design procedure for the retrofitting structure with hysteretics damped braced. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(4), pp. 285-305. <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v25i4.1861>

Bay, C. & Palazzo, G., 2019. Amortiguamiento Viscoso Equivalente en el Diseño Basado en Desplazamientos. *Revista Tecnología Y Ciencia*, Volumen 36, pp. 115-129. <https://doi.org/10.33414/rtyc.36.115-129.2019>.

Bay, C., Palazzo, G. & Prados, J., 2019. Diseño basado en desplazamiento para disipadores de energía empleado en refuerzo de edificios escolares. *Mecánica Computacional* XXXVII, pp. 129-138. <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/5784/5767>.

Palazzo, G., Martinez, C. & Bay, C., 2017. Procedimientos reglamentarios de análisis de estructuras sismorresistentes con sistemas de disipación pasiva de energía. *Journal Mecánica Computacional (AMCA)*, XXXV(38), pp. 2261-2269. <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/5440/5409>

Martinez, C. A., Bay, C., Palazzo, G. & Guzmán, M., 2016. Diseño de sistemas de disipación pasiva de energía para rehabilitar construcciones antiguas en zonas sísmicas validado mediante análisis dinámico no lineal. *Mecánica Computacional*, pp. 583-599. <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/4999/4931>

# Bibliografía

- Abrahamson, N., 1992. Non-stationary spectral matching.. *Seismological Research Letters*, 63(1), p. 30.
- Adbel-Rohman, M., 1987. The feasibility of active control of tall buildings. *Structural Control.*, pp. 1-16.
- Aguaguíña, M., Zhou, Y. & Zhou, Y., 2019. Data supporting the development of loading protocols for seismic qualification of BRBs considering global performance requirements. *Engineering Structures*, 189(15), pp. 440-457.
- Aguiar, R. & Bravo, Y. M., 2016. Analysis of buildings that collapsed of Portoviejo during the earthquake of 16 april 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3), pp. 257-282.
- Aguiar, R. & Tornello, M. E., 2009. Modelo propuesto para el análisis sísmico de estructuras con aisladores de base tipo resorte. *Mecánica computacional*, pp. XXVIII 299-325.
- Aiken, , I. D. & Kelly, J. M., 1990. Earthquake Simulator Testing and Analytical Studies of two energy-Absorbing Systems for Multistory Structure. *Report no. UCB/EERC'90/03, EERC, Univ. of California - Berkeley*, pp. 50-62.
- Aiken, I. D., Nims, D. K., Whitaker, A. S. & Kelly, J. M., 1993. Testing of passive energy dissipation systems.. *Earthquake Spectra*, pp. 9(3), 335-370..
- ANSI/AISC 360, 2010. *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago: American Institute of Steel Constructions.
- Antoniou, S. & Pinho, R., 2004. Development and Verification of a Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8((5)), pp. 643-661.

- ASCE-31, 2003. *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-41, 2006. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-41, 2013. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-41, 2017. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-7, 2005. *Minimum design loads for buildings and other structures*, Reston, Virginia, EEUU.: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-7, 2010. *Minimum design loads for buildings and other structures*, Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-7, 2016. *Minimum design loads for buildings and other structures.*, Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.
- Aschheim, M., Hernández-Montes, E. & Vamvatsikos, D., 2019. *Design of reinforced concrete buildings for seismic performance*. Primera ed. Florida, EEUU: CRC Press - Taylor & Francis Group.
- ATC-3, 1978. *Applied Technology Council (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, California: Building Seismic Safety Council National Bureau of Standards.
- ATC-32, 1996. *"Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations"*, California: Applied Technology Council.
- ATC-40, 1996. *Applied Technology Council (1996). " Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1"*., California: Report: SSC 96-01, Seismic Safety Commission.
- ATC-72, 2009. *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*, Berkeley, California: Applied Technology Council.

- Augusto, H., Castro, J., Rebelo, C. & Simoes da Silva, L., 2019. Ductility-Equivalent Viscous Damping Relationships for Beam-to-Column Partial-Strength Steel Joints. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. (23):810-836.
- Barbagallo, F., Bosco, M., Marino, M. & Rossi, P., 2017. A multi-performance design method for seismic upgrading of existing RC frames by BRBs. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. (46)-7:1099-1119.
- Baros, D. & Anagnostopoulos, S., 2008. An assessment of static non-linear pushover analyses in 2-D and 3-D applications. En: *3D pushover 2008—nonlinear static methods for design/assessment of 3D structures*. Lisbon: IST Pres.
- Bashiri, M. & Toufigh, V., 2020. Numerical and experimental investigation on a BRB confined with partially carbon fiber reinforced polymer (CFRP). *Engineering Structures*, Volumen 223, pp. 111-115.
- Basu, D. & Giri, S., 2015. Accidental eccentricity in multistory buildings due to torsional ground motion torsional ground motion. *Bull Earthquake Eng*, Volumen 13, p. 3779–3808.
- Bay, C. & Bassotti, R., 2014. Influencia de la variación de la masa de amortiguadores de masa sintonizada en la respuesta estructural ante acción sísmica. *Mecánica Computacional Vol XXXIII*, pp. 1459-1469.
- Bay, C. & Palazzo, G., 2019. Amortiguamiento Viscoso Equivalente en el Diseño Basado en Desplazamientos. *Revista Tecnología Y Ciencia*, Volumen 36, pp. 115-129.
- Bay, C. & Palazzo, G., 2020. Displacement based design procedure for the retrofitting structure with hysteretic damped braced. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(4), pp. 285-305.
- Bay, C., Palazzo, G. & Prados, J., 2019. Diseño basado en desplazamiento para disipadores de energía empleado en refuerzo de edificios escolares. *Mecánica Computacional XXXVII*, pp. 129-138.
- Bay, C., Prados, J. & Palazzo, G., 2019. *Comparación de modelos estructurales en el comportamiento sísmico de pórticos de hormigón armado*. Los Reyunos, Argentina, s.n.

- Bekdas, G. & Nigdeli, S., 2013. Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies. *International Journal of Mechanical Sciences*, p. 71:68–84.
- Benavent Climent, A., Oh, S. & Akiyama, H., 1998. Ultimate Energy absorption capacity of slit-type steel plates subject to shear deformations.. *Journal of Structural and Construction Engineering. AIJ*, pp. 503:139-147.
- Benedetti, A. & Landi, L., 2014. Displacement-Based Design of an Energy Dissipating System for Seismic Upgrading of Existing Masonry Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(4), pp. 477-501.
- Benjamin, J. & Cornell, C., 1970. *Probability, statistics and decisions for civil engineers*. 5ta - 2014 ed. EE.UU.: Dover Publication Inc. .
- Bergami, A. & Nutti, C., 2013. *Design of dissipative braces for an existing strategic building with a pushover based procedure*. Grecia, s.n.
- Bergami, A. & Nutti, C., 2014. Design of Dissipative Braces for an Existing Strategic Building with a Pushover Based Procedure. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, pp. (80):815-823.
- Bertero, V., 2002. *Innovative approaches to earthquake engineering*. In. Italy, WIT Press. University of Catania.
- Bezabeh, M., Tesfamariam, S. & Stiemer, S., 2015. Equivalent Viscous Damping for Steel Moment-Resisting Frames with Cross-Laminated Timber Infill Walls. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, p. 04015080.
- Blandon, C. & Priestley, M., 2005. Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. (9):2: 259-278.
- Bommer, J. & Acevedo, A., 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4), pp. 13-91.
- Bommer, J. & Mendis, R., 2005. Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios. *Earthquake Engng Struct. Dyn*, Volumen 34, pp. 145-165.

- Bushan B., 2001. *Modern Tribology Handbook, Two Volume Set*. USA: CRC Press (2000).
- Cancelado, R., 2013. Experimental Characterization of Practical Scale Buckling Restrained Braces under Cyclic Testing. *Revista de Ingeniería*, pp. 17-13.
- Cavaleri, L., Fossetti, M. & Papia, M., 2005. Infilled frames: developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads. *Structural Engineering and Mechanics*, pp. (21):469-494.
- CCA-70, 1970. *Código de Construcciones Antisísmicas*, Mendoza: Gobierno de Mendoza - Decreto provincial 2241.
- Chan, S., Ruiz, E. & Montiel, M., 2005. Escalamiento de acelerogramas y mínimo número de registros requeridos para el análisis de estructuras. *Revista de ingeniería sísmica*, Volumen 7, pp. 1-24.
- Chirstopoulos, C. & Filiatrault, A., 2006. *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*. Primera ed. Pavia, Italia: IUSS PRESS.
- Chopra, A. & Goel, R., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31((3)), pp. 561-582.
- Chopra, A. K., 1995. *Dinámica de las estructuras*. Cuarta ed. Mexico: Pearson.
- Ciampi, V., 1991. Use of energy dissipating devices, based on yielding of steel, for earthquake protection of structures. *Proceedings of Protezione sismica degli edifici*, pp. Ancona, Italia.
- Ciampi, V., De Angelis M., . & Paolacci, F., 1995. Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings. *Eng. Struct.*, pp. 17(5): 381-391.
- CIRSOC 101, 2005. *Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*. Bs. As. : Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales para las Obras Civiles. .

- Clough, R. & Penzien, J., 2010. *Dynamics of structures*. 2nd Revised edition ed. California: Computers and Structures inc.;
- CONCAR, 1970. *Normas Antisísmicas - CONCAR 70 -* , Buenos Aires: Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
- Constantinou, M. & Symans, M., 1993. Experimental Study of seismic response of buildings with supplemental fluid dampers. *Struct Des Tall Spec*, pp. 2(2);93-132.
- Crisafulli, F. & Carr, A., 2007. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), pp. 69-77.
- Crowley, H. & Pinho, R., 2004. Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering* , pp. (8);93-120.
- De la Llera , J., Rivera , F., Mitrani-Reiser , J. & Cienfuegos , R., 2017. Data collection after the 2010 Maule earthquake in Chile. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(2), pp. 555-588.
- De la Llera, J., Boroscheck, R., Vial, I. & Retamales, R., 2017. *Seismic Protection in Chile: 25 years of evolution*, Santiago de Chile: 4° Newsletter 16WCEE.
- Della Corte, G., D'Aniello, M. & Mazzolani, F., 2009. "All-steel" buckling-restrained braces for seismic upgrading of existing reinforced concrete buildings. Bologna, Italia, XIII Convegno Nazionale ANIDIS.
- Della Corte, G., D'Aniello, M., Landolfo, R. & Mazzolani, F., 2011. Review of steel buckling-restrained braces. *Steel Construction. Design and Research*, pp. 4(2):85-93.
- Diotallevi, P., Landi, L. & Pollio, B., 2008. *Evaluation of conventional and advanced pushover procedures for regular and irregular RC frames*. Beijing, China, Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering Innovation Practice and Safety.
- Domizio, M., Ambrosini, D. & Curadelli, O., 2013. Evaluación del desempeño de amortiguadores de masa sintonizada frente a sismos de falla cercana. *Mecánica computacional Vol XXXII*, pp. pp 2115-2129.

- Donbin, Z., Xing, N., Peng, P. & Mengzi W. Kailai D. Kailai, Y., 2016. Experimental study and finite element analysis of a buckling-restrained brace consisting of three steel tubes with slotted holes in the middle tube. *Journal of Constructional Steel Research*, 124(1), pp. 1-11.
- Dwairi, H., Kowalsky, J. & Nau, J., 2007. Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 11:4, 512-530.
- EC 8-I, 2005. *Structure in seismic regions – Design. Part 1, General and Building*. Belgica: Commission of European Communities.
- EN 15129, 2011. *Anti-seismic devices*, Belgica: European Committee for standardization.
- ETABS, 2015. Integrated Building Design Software Version 18. *Computers and Structures CSI*.
- Faccioli, E., Palucci, R. & Rey, J., 2004. Displacement spectra for long periods. *Earthquake spectra*, 2(20), pp. 347-376.
- Fajfar, P., 2000. A nonlinear analysis method for performance based seismic design.. *Earthquake Spectra*, p. 16(3):573–592.
- Fanhestock, L., Sauce, R. & Ricles, J. M., 2003. Ductility Demands on Buckling Restrained Braces Frame under Earthquake loading. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, pp. 2(2); 255-268.
- FEMA 450-2, 2003. *NEHRP Recommended Provisions - for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 2: Commentary*, USA: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P-58, 2018. *Seismic Performance Assessment of Buildings*, Washington: Federal Emergency Management Agency Publication.
- FEMA-273, 1997. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington: Federal Emergency Management Agency Publication.
- FEMA-273, 1997. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington: Federal Emergency Management Agency Publication.

- FEMA-274, 1997. *NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington: Federal Emergency Management Agency Publication.
- FEMA-310, 1998. *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings*, USA: Federal management agency.
- FEMA-356, 2000. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington: Federal Emergency Management Agency Publication.
- FEMA-440, 2005. *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, Washington: Federal Emergency of Management Agency Publication.
- FEMA-P695, 2009. *Quantification of building seismic performance factors*, Washington: Federal Emergency Management Agency Publication.
- Ferraioli, M. & Lavino, A., 2018. A Displacement-Based Design Method for Seismic Retrofit of RC Buildings Using Dissipative Braces. *Mathematical Problems in Engineering*, pp. Article ID 5364564, 28 pages, 2018.
- Filiatrault, A., 2002. *Elements of earthquake engineering and structural dynamics*. Segunda ed. Montreal, Canada: Polytechnical International Press.
- Filiatrault, A. & Cherry, S., 1987. Performance Evaluation of friction damper braced frames under simulated earthquake loads.. *Earthquake Spectra*, pp. 3(1); 57-78.
- Filiatrault, A. & Cherry, S., 1988. *A simplified seismic design procedure for friction damped structures*. Palm Spring, USA, s.n., p. 3.
- Filiatrault, A. & Cherry, S., 1990. Seismic design spectra for friction damped structures. *Journal Structural and Engineering*, pp. 116(5): 1334-1355.
- FitzGerald, T., Anagnos, T., Goodson, M. & Zsutty, T., 1989. Slotted bolted connections in a seismic design of concentrically braced Connections. *Earthquake Spectra*, pp. 5(2), 383-391.
- Frahm, H., 1909. Device for Damped Vibrations of Bodies. U.S. Patent No. 989958.
- Franke, K., 2015. *Ground Motion 101*, Utah: 3rd Annual Conference SEAU.

Frau, C., 2009. *Tesis doctoral "Demanda sísmica incluyendo efectos de directividad en zonas near-fault"*, Mendoza: Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Mendoza.

Frau, C. & Saragoni, R., 2005. *Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del oeste argentino*. Chile, IX Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica.

Fu, Y. & Kasai, K., 1998. Comparative study of frames using viscoelastic and viscous dampers. *Journal Structures Engineering*, pp. 124(5); 513-535.

Gamit, K. & Amin, J., 2020. Drift and response reduction factor of RC frames designed with DDBD and FBD approach. *Journal of The Institution of Engineers (India)*, Issue NA, p. NA.

Genna, F., 2019. On the sensitivity of Finite Element results in the calculation of the lateral thrust for all-steel buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, Volumen 194, pp. 66-76.

Ghaffarzadeh, H., Jafari, A. & Zafari, N., 2014. Equivalent viscous damping in direct displacement-based design of steel braced reinforced concrete frames. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, pp. 23, 604-618.

Gibson, E., 1982. *Working with the Performance Approach in Building*. CIB State of the Art, Rotterdam: Report no. 64, CIB.

Gluck, N., Reinhorn, A., Gluck, J. & Levy, R., 1996. Design of supplemental dampers for control of structures. *Journal Structures Engineering*, pp. 122(12); 1394-1403.

Goel, R. & Chopra, A., 1997. Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Journal of Structural Engineering*, p. 123(11); 1454-1461.

Goel, R. & Chopra, A., 1998. Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering*, p. 124(4); 426-433.

Goel, R. & Chopra, A., 2005. Extension of Modal Pushover Analysis to Compute Member Forces. *Earthquake Spectra.*, 21((1)), pp. 125-139.

- Grant, D., Blandon, C. & Priestley, M., 2005. *Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design*, Pavia: Report 2005/03, IUSS Press..
- Grigorian, C. & Popov, E., 1993. Slotted bolted connection energy Dissipaters. *Earthquake Spectra*, pp. 9(3); 491-504.
- Guisasola, A. & Reboredo, A., 2017. *Architecture and Base Aisolation*. Chile, s.n., p. 2478.
- Gulkan, P. & Sozen, M., 1974. Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motion. *ACI Journal*, pp. 71: 604-610..
- Guo, Y., Zhong, J., Wang, X. & Zhou, P., 2018. Subassemblage tests and design of steel channels assembled buckling-restrained braces. *Earthquake Engineering*, pp. 16(9);4191-4224.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. & Bommer, J., 2006. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets-. *Journal of Structural Engineers*, 10(1), pp. 67-89.
- Hanson, R. D., Aiken, I. D., Nims, D. K. & Richter, P. J., 1993. *State of Art and State of the Practice in Seismic Energy Dissipation*. San Francisco, California, USA, PROSYS -Berkeley Earthquake Protective Systems Group, National Information Service for Earthquake Engineering de la Universidad de California, pp. 449-471.
- Heo, Y., Kunnath, S., Asce, F. & Abrahamson, N., 2011. Amplitude-scaled versus spectrum-matched ground motions for seismic performance assessment. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), pp. 278-088.
- Hollings, J. P., 1969. Reinforced Concrete Seismic Design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.*, 2(3), pp. 217-250.
- Hrovat, D., Barak, P. & Robins, M., 1983. Semi-active vs passive or active tuned mass dampers for structural control. *ASCE J. Engrg. Mech. Div.*, pp. 691-701.
- Hussain, S., Benschoten, P., Satari, M. & Lin, S., 2006. *Buckling Restrained Braced Frames (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues*. Long Beach: Coffman Engineering, Proceedings of the 75th SEAOC Annual Convention..

- INPRES-CIRSOC 103-I, 2018. *Reglamento argentino para construcciones sismorresistente. Parte I. Construcciones en general*. Bs. As.: INTI.
- INPRES-CIRSOC 103-II, 2005. *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes. Parte II - Estructuras de hormigón armado*. Bs.As.: INTI.
- Iwan, W., 1980. Estimating inelastic spectra from elastic spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 8: 375-388.
- Iwan, W. & Gates, N., 1979. Estimating earthquake response of simple hysteretic structures. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, pp. 105: 391-405.
- Iwata, M., Kato, T. & Wada, A., 2000. *Buckling-restrained braces as hysteretic dampers*. Montreal, s.n., pp. 21-24.
- Jacobsen, L., 1930. Steady forced vibratios as influenced by damping. *ASME Transactione*, pp. 52,169-181.
- Jacobsen, L., 1960. *Damping in composite structures*. Japan, s.n., p. 1029–1044.
- Jacobsen, L. S., 1930. Steady forced vibratios as influenced by damping. *ASME Transactione*, pp. 52;(169-181).
- Kim, J. & Choi, H., 2004. Behavior and design of structures with buckling-restrained braces. *Eng. Struct.*, pp. 26(6): 693-706.
- Kim, J., Choi, H. & MIn, K., 2003. Performance-based design of added viscous dampers using capacity spectrum method.. *Journal Structural Engineering*, pp. (7):1-24.
- Kim, J. . & Seo, Y., 2004. Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces.. *Eng. Struct.*, p. 543–551.
- Kimura, K., yoshizaki, K. & Takeda, T., 1976. *Test on braced encased by mortar infilled steel tubes..* s.l., s.n., pp. 1041-1042.
- Kowalsky, M., 1994. *Displacement-based design-a methodology for seismic design applied to RC bridge columns*, University of California at San Diego, La Jolla, California.: Master's Thesis.

- Kumbhar, O., Kumar, R. & Farsangi, E., 2020. Investigating the efficiency of DDBD approaches for RC buildings. *Structures*, Volumen 27, pp. 1501-1520.
- Kwan, W. & Billington, S., 2003. Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, pp. 129(5): 576-585.
- Landi, L., Tardini, A. & Diotallevi, P., 2016. A Procedure for the Displacement-Based Seismic Assessment of Infilled. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. (20):1077-1103.
- Latour, M., Piluso, V. & Rizzano, G., 2018. Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed. *Journal of Constructional Steel Research*, p. 146 (2018) 33-48.
- Lee, D. & Taylor, D., 2001. Viscous damper development and future trends. *Struct Des Tall Spec*, pp. 10(5);311-331.
- Lilhhand, K. & Tseng, W. S., 1989. *Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping design spectra..* Tokio, 9th World Conference on Earthquake Engineering. .
- Lin, Y., Tsai, M., Hwang, J. & Chang, K., 2003. Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems.. *Eng. Struct.*, pp. 251, 25-37.
- Liu, T., Zordan, T., Briseghella, B. & Zhang, Q., 2014a. "Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically isolated buildings characterized by SDOF systems". *Engineering Structures*, pp. 59, 619-634.
- Liu, T., Zordan, T., Briseghella, B. & Zhang, Q., 2014b. "An improved equivalent linear model of seismic isolation system with bilinear behavior". *Engineering Structures*, pp. 61, 113-126.
- Lopez-Almansa, F., Castro-Medina, J. & Oller, S., 2012. A numerical model of the structural behavior of buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, Volumen 41, pp. 108-117.

- Maley, T., Sullivan, T. & Della Corte, G., 2010. Development of a Displacement-Based Design Method for Steel Dual Systems With Buckling-Restrained Braces and Moment-Resisting Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1), pp. 106-140.
- Martelli, A., Clemente, P. & De Stefano, A., 2013. *On the benefits of a wide use of anti-seismic systems for the seismic protection of schools and high risk chemical plants. Invited lecture. In: Seismic isolation, energy dissipation and active vibration control of structures.* Sendai, 24–26 Sept 2013.
- Martínez, C., 2014. *Control de la Respuesta de Estructuras bajo excitación sísmica mediante disipadores de fricción*, Mendoza: Tesis Doctoral.
- Martinez, C. A., Bay, C., Palazzo, G. & Guzmán, M., 2016. Diseño de sistemas de disipación pasiva de energía para rehabilitar construcciones antiguas en zonas sísmicas validado mediante análisis dinámico no lineal. *Mecánica Computacional*, pp. 583-599.
- Martinez, C., Bay, C. & Palazzo, G., 2017. *Utilización de disipadores en la mitigación del problema de columna corta.* Mendoza, s.n.
- Matta, E., 2013. Effectiveness of Tuned Mass Dampers against Ground Motion Pulses. *Journal of Structural Engineering*, p. 139: 188–198.
- Mazza, F. & Vulcano, A., 2002. *A simplified procedure for the aseismic design of framed building with dissipative.* Londres, Reino Unido, s.n., p. Paper 735.
- Mazza, F. & Vulcano, F., 2015. Displacement-based design procedure of damped braces for the seismic retrofitting of r.c. framed buildings. *Bulletin Earthquake Engineering*, p. (13):2121–2143.
- Mazza, F. & Mazza, M., 2019. Seismic retrofitting of gravity-loads designed r.c. framed buildings combining CFRP and hysteretic damped braces. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volumen 17, p. 3423–3445.
- Mazza, F. & Vulcano, A., 2008. *Displacement-based seismic design procedure for framed buildings with dissipative braces. (a) Part I: Theoretical formulation; (b) Part II: Numerical results.* USA, American Institute of Physics conference proceedings, p. Part Two.

- Mazza, F. & Vulcano, A., 2009. *Displacement-based design of dissipative braces at a given performance level of a framed buildings*. Beijing, China, s.n., pp. 14-53.
- Mazza, F. & Vulcano, A., 2014. Equivalent viscous damping for displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting framed buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, p. (12):2797–2819.
- Mazzolani, F., Della Corte, D. & D’Aniello, M., 2009. Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading.. *Journal of Civil Engineering and Management*, 15(1), pp. 7-19.
- Medalla, M., Peña, C., Hidalgo, P. & Bravo, M., 2015. *Aplicación industrial de riostras de pandeo restringido en Chile*. Santiago de Chile, XI Congreso Chileno de sismología e ingeniería sísmica.
- Mescua, J. F., Moreiras, S., Spagnotti, S. & Toural Dapoza, R., 2016. *¡ESTÁ TEMBLANDO! Origen, efectos y consecuencias de los sismos*. 1ra ed. Mendoza: EDIUNC Digital.
- Miranda, E. & Ruiz-Garcia, R., 2002. Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands.. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volumen 31, pp. 539-560.
- Mirtaheri, M., Zandi, P., Samadi, S. & Samani, H., 2011. Numerical and experimental study of hysteretic behavior of cylindrical frictionn damper. *Engineering Structures*, pp. 33: 3647-3656.
- Miyamoto, 2008. *Sichuan China M8 earthquake e Lessons learned*, s.l.: Earthquake Field Investigation Report, Global Risk Miyamoto and Miyamoto International.
- Miyamoto, 2009. *L’Aquila Italy M6.3*, s.l.: Earthquake Field Investigation Report, Global Risk Miyamoto and Miyamoto International..
- Monir, H. & Zeynali, K., 2013. A modified friction damper for diagonal bracing of structure. *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 87; 17-30.
- Mualla, I. & Belev, B., 2002. Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation. *Engineering Structures*, pp. (24): 365-371.

- Muljati, I., Asisi, F. & Willyanto, K., 2015. Performance of FDB versus DDBD in predicting seismic demands of regular concrete SMRF. *Procedia Engineering*, Volumen 15, pp. 1050-1056.
- Naeim, L. & Kelly, J., 1999. *Design of seismic isolated structures*. Estados Unidos: John Wiley & Sons.
- NCh 3411, 2017. *Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo*, Chile: Instituto Nacional de Normalización de Chile.
- Neale, M. & Gee, M., 2000. Guide to wear problems and testing for industry. *Professional Engineering Publishing, London*.
- NEHRP, 2000. *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*, Washington, D.C., EEUU.: Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 368/369.
- NERHP, 1994. *recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*, Washington, D.C., EEUU: Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 222A.
- Newmark, N. & Hall, W., 1982. *Earthquake Spectra and Design*, Okland, USA: EERI Monograph.
- Nims, D., Richter, P. & Bachman, R., 1993. The use of the energy dissipation restraint for seismic hazard mitigation. *Earthquake Spectra*, pp. 9(3); 467-487.
- NIST 917, 2015. *Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames. A Guide for Practicing Engineers*, California: National Institute of Standards and Technology.
- Nogueiro, P., Simoes da Silva, L. & Bento, R., 2006. Numerical Implementation and Calibration of a Hysteretic Model for Cyclic Response of End-Plate Beam-to-Column Steel Joints under Arbitrary Cyclic Loading. *Computational Methods in Engineering & Science*, pp. 230-230.

- Nuzzo, I., Losanno, D. & Caterino, N., 2019. Seismic design and retrofit of frame structures with hysteretic dampers: a simplified displacement-based procedure. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volumen 17, p. 2787–2819.
- NZS3101:P1, 2006. *Concrete Structures Standard Part 1 – The Design of Concrete Structures*, New Zeland: New Zealand Standard.
- OpenSees, 2009. *Open System for Earthquake Engineering Simulation: User Command-Lenguage Manual*. California, USA, s.n.
- Ormondroyd, J. & Den Hartog, J., 1928. The Theory of the Dynamic Vibration Absorber. *Transactions of the Am. Soc. Mech. Eng.* , p. (50) 9–22..
- Otani, S., 1981. "Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis". *Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo*, pp. 36(2), 407–441.
- Palazzo, G., Bay, C., Guzman, M. & Roldán, V., 2019. *Disipadores de energía en la rehabilitación de edificios escolares*. Valdivia, Chile, s.n.
- Palazzo, G., Bay, C., Martínez, C. & Guzman, M., 2018. *Seismic retrofit of school buildings through passive energy dissipation systems*. Lima - Perú, XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.
- Palazzo, G., Bay, C., Roldan, V. & Lopéz-Almansa, F., 2017. *Damping Coefficient of a building with BRB subject to three types of arthquake ground motions*. Chile, s.n., pp. 1-12.
- Palazzo, G., Crisafulli, F., Lopez Almansa, F. & Cahis, X., 2006. *Análisis numérico experimental de barras de pandeo restringido*. Mar del Plata, Argentina, XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.
- Palazzo, G., Lopez-Almansa, F., Cahis, X. & Crisafulli, F., 2009. A low-tech dissipative buckling restrained brace. Desing, Analysis, Production and Testing. *Engineering Structures*, p. 31; 2152–2161.
- Palazzo, G., Martinez, C. & Bay , C., 2017. Procedimientos reglamentarios de análisis de estructuras sismorresistentes con sistemas de disipación pasiva de energía. *Journal Mecánica Computacional (AMCA)*, XXXV(38), pp. 2261-2269.

- Pall, A. & Marsh, C., 1982. Response of friction damped braced frames. *Journal of structural engineering ASCE*, pp. 108; 1313-1323.
- Pall, A. S., Marsh, C. & Fazio, P., 1980. Friction joints for seismic control of large panel structures. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, pp. 25(6), 38-61.
- Paulay, T. & Priestley, M., 1990. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. USA: John Wiley and Sons, Inc.
- Peña, C., 2019. *Implementación de dispositivos BRB en edificio industrial mayor. Aplicación en Chile*. Valdivia, Chile, XX Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica. .
- Ponzo, F., Dolce, M., Vigoriti, G. & Arleo, G., 2009. *Progettazione di controventi dissipativi a comportamento dipendente dagli spostamenti*. Bologna, Italia, s.n.
- Preumont, A. & Seto, K., 2008. *Active Control of Structure*. Chichester. U.K.: John Wiley & Sons.
- Priestley, M., 1993. Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality. *NZ National Society for Earthquake Engineering*, pp. (3),1-26.
- Priestley, M., 1993. Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality.. *NZ National Society for Earthquake Engineering*, p. (3):26.
- Priestley, M., 2003. *Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality. Revisited*, PAVIA: IUSS, Press.
- Priestley, M. & Amaris, A., 2002. *Dynamics Amplification of Seismic Moments in Shear Force of Cantilever Walls.*, Pavia: ROSE Research Report 2002/01.
- Priestley, M. & Grant, D., 2005. Viscous damping in seismic design and analysis.. *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 9:sup2, 229-255.
- Priestley, M. J. N. & Calvi, G., 1997. Concepts and procedures for direct displacement-based design. *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, p. 171–181.

- Priestley, M., Kowalsky, M. & Calvi, M., 2007. *Displacement Based Seismic Design Of Structure*. Pavia, Italia(Pavia): IUSS Press.
- Priestley, M. & Park, R., 1987. Strength and Ductility of RC Bridge Columns under Seismic Loads.. *ACI Journal*, pp. 84(1); 285-336.
- Quaranta, G. & Mollaioli, F., 2018. On the use of the equivalent linearization for bilinear oscillators under pulse-like ground motion. *Engineering Structures*, pp. (160):295-307.
- Ramirez, O., Constantinou, M., Kircher, C. & Whittaker, A. J. M. G. J. C. C., 2001. *Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems. Report No. MCEER-00-0010, Revision 1*, Buffalo, USA: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Rodrigues, H., Varum, H., Arede, A. & Costa, A., 2012. A comparative analysis of energy dissipation and equivalent viscous damping of RC columns. *Engineering Structures*, pp. (35):149-164.
- Rosenblueth, E. & Herrera , I., 1964. On a kind of hysteretic damping. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, p. 90(4): 37–48.
- SEAOC, 1995. *Vision 2000. Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California.
- SeismoMatch, 2020. *A computer program for spectrum matching of earthquake records*,., Italy: SeismoSoft.
- Sharma, A., Tripathi, K. & Bhat, G., 2020. Comparative performance evaluation of RC frame structures using direct displacement-based design method and force-based design method. *Asian Journal of Civil Engineering*, Volumen 21, pp. 381-394.
- Shibata, A. & Sozen, M., 1976. Substitute structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division, ASCE*, pp. 102(ST1): 1-18.
- Shibata, A. & Sozen, M., 1976. Substitute structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division, ASCE*, pp. 102(1), 1-18.

- Skinner, I., Robinson, W. & McVerry, G., 1993. *An Introduction a seismic isolation*. Inglaterra: John Wiley & Sons.
- Soong, T. & Dargush, G. F., 1997. *Passive energy Dissipation systems in structural Engineering*. Chichester, U.K.: John Wiley & Sons.
- Soong, T., Reinhorn, A., Aizawa, S. & Higashino, M., 1994. Recent structural applications of active control technology. *J. Struct. Control*, pp. (2);5-21.
- Spencer, B., Dyke, J. S. J. & Sain, M. K., 1996. *Magnetorheological dampers: a new approach to seismic protection of structures*. Japan, s.n., pp. 676-681.
- Sullivan, T., Priestley, M. & Calvi, J., 2006. Direct Displacement-Based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), pp. 91-124.
- Sullivan, T., Saborio-Romano, D., O'Reilly, G. & Landi, L., 2018. Simplified Pushover Analysis of Moment Resisting Frame Structures. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Symans, M., Charney, F., Whittaker, S. & Constantinou, M., 2008. Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments. *Journal of Structural Engineering*, 1(134), pp. 3-21.
- Takeda, T., Sozen, M. & Nielsen, N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division ASCE*, pp. 96(12): 2557-2573.
- Taylor Device Inc., 2019. *Taylor Device*. [En línea] Available at: <https://www.taylordevices.com/>
- Tornello, M. E. & Sarrasin, M., 2012. Base isolation building with high-damping spring system subjected to near field earthquake. *Journal Earthquake and Structures*, pp. 3(3) 315-340.
- Tsai, K., Chen, H., Hong, P. . & Su, F., 1993. Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction. *Earthquake Spectra*, pp. 9(3):505-528.
- Valente, M., 2013. Improving the Seismic Performance of Precast Buildings using Dissipative Devices.. *Procedia Engineering*, pp. 54;795-804.

- Vanmarcke, E. & Gasparini, D., 1976. *Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra*, Massachusetts: Department of Civil Engineering, MIT.
- Vielma, J. & Cando, M., 2017. Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas. *Rev. int. métodos numér. cálc. diseño ing.*, 33(3-4), pp. 271-279.
- Wakabayashi, M., Nakamura, T., Katahiara, A. & Yogoyama, G., 1973. *Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cycling loading. Part 1&2.* Japan, Kinki Branch of Architectural, pp. 121-128.
- Warburton, G., 1982. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters.. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p. 10: 381–401.
- Weber, F., Feltrin, G. & Huth, O., 2006. *Guidelines for structural control*. s.l., s.n.
- Whittaker, A., Aiken, I., Bergman, D. & Clark, P., 1993. *Code requirements for design and implementation of passive energy dissipation systems*, USA: ATC17-1.
- Wijesundra, K., Nascimbene, R. & Sullivan, T., 2011. Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures. *Bulletin Earthquake Engineering*, p. (9):1535–1558.
- Wilson, E., 2001. *Static and Dynamic Analysis of Structures*. Berkeley, California: Computers and Structures Inc.
- Xie, Q., 2005. State of art of buckling-restrained brace in asia.. *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 61:727-748.
- Yahyai, M. & Rezayibana, B., 2015. A simplified methodology to determine damping for special concentrically-braced frames. *International Journal of Steel Structures*, p. (15):541–555.
- Yan, L. & Gong, J., 2019. Development of displacement profiles for direct displacement based seismic design of regular reinforced concrete frame structures. *Engineering Structures*, Volumen 190, pp. 223-237.

- Yan, L., Gon, J. & Zhang, Q., 2018. Investigation of Global Equivalent Damping and Statistical Relationship of Displacement Between Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures. *Earthquake Spectra*, pp. (34):1311-1338.
- Yan, X., Chen, Z. & Shi, S., 2018. Experimental and theoretical study of a lead extrusion and friction. *Engineering Structures*, pp. (177) 306-317.
- Yoshino, T. & Karino, Y., 1971. Experimental study on shear wall with braces. Part 2.. *Architectural Institute of Japan. Structural Engineering Section*, pp. 403-404.
- Youssef, N., Wilkerson, R., Fischer, K. & Tunik, D., 2010. Seismic Performance of a 55 storey steel plate. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, pp. 19, 139–165.
- Zhang, Y., Gon, J., Zhang, Q. & Han, S., 2017. Equivalent damping ratio model of flexure-shear critical RC columns. *Engineering Structures*, p. (130):52–66.
- Zhou, Y., Lu, X., Weng, D. & Zhan, R., 2012. A practical design method for reinforced concrete structures with viscous dampers. *Engineering Structures*, pp. 39;187-198.

## Anexo A

# Anexo A. Software CALDIS v1.1

### A.1 Introducción

Para la aplicación del método de diseño propuesto se realizó un algoritmo en una planilla de cálculo llamado CALDIS v1.1, que trabaja en con el *software* Microsoft Excel 2016 o superior.

El *software* permite el diseño del sistema de disipación para el refuerzo de estructuras existentes según la formulación propuesta en el capítulo 4. El sistema permite como máximo 8 niveles, definir dos niveles de demanda sísmica y entrega como resultado las propiedades de los disipadores para realizar el ADNL.

El objetivo principal de esta aplicación es divulgar el método propuesto entre investigadores y profesionales, además poder aplicar un método de diseño y tener todas las variables intervinientes en una sola pantalla.

La planilla se ha confeccionado con unidades del sistema internacional (SIMELA), las unidades en fuerzas se representan en kN y las unidades de longitud en cm excepto que se indique otra unidad.

El *software* CALDIS v1.1. se utilizó en el diseño del refuerzo de los edificios presentados en los capítulos 6, 7 y 8.

A continuación, se realiza una breve descripción del funcionamiento del *software*, se indican los parámetros sobre los que tiene control el usuario y los resultados que se obtienen.

## A.2 Manual de uso

La aplicación, desarrollada en Microsoft Excel presenta dos hojas visibles y varias hojas ocultas para realizar los cálculos necesarios. La primera hoja *inicio*, presentada en la Figura A.1 tiene como objetivo presentar la aplicación, indicar algunos lineamientos generales, deslindar responsabilidades del autor y mostrar el algoritmo aplicado en la planilla.

**CALDIS v1.1**  
Diseño simplificado de propiedades de disipadores hysteréticos para el refuerzo de estructuras

Esta aplicación tiene la intención de brindar una herramienta sencilla y rápida para determinar las propiedades de disipadores hysteréticos para el refuerzo de estructuras aportadas, para que el profesional pueda realizar los análisis dinámicos no lineales requeridos por la norma ASCE.

La aplicación está configurada para 8 niveles siendo factible la incorporación de mas niveles. La demanda sísmica es definida mediante un espectro para terremoto de diseño y máximo considerado de acuerdo con la normativa ASCE que tambien es utilizada por varios países latinoamericanos.

**Los datos a ingresar por el usuario son:**

- Resultados de un análisis estático incremental (corte basal, desplazamiento de fluencia y desplazamiento último)
- Geometría de la estructura y pesos por nivel.
- Propiedades del sistema de disipación. Ductilidad máxima y factor de endurecimiento posterior a la fluencia.
- Desplazamiento objetivo deseado para terremoto de diseño y para terremoto máximo considerado.
- Parámetros de la demanda sísmica para definir el espectro del terremoto.

**Los resultados que entrega la aplicación son:**

- Fuerza y rigidez de cada dispositivo para el análisis dinámico no lineal de la estructura.
- Relaciones de rigidez y resistencia aportadas por el sistema de disipación respecto del sistema original.
- Relación demanda/capacidad para el sistema original previo a la incorporación del sistema de disipación.

El usuario debe verificar la validez de los resultados y es responsable por el uso de los mismos.

ING. CRISTIAN BAY - cbay@frsr.utn.edu.ar - GEDEC - FRSR - UTN

**Paso 0. Desempeño de estructura original y objetivos para SR**  
Definir objetivos:  $d^*$ ,  $P_{TD}$ ,  $P_{TMC}$

**Paso 1. Caracterización del SO**  
 $e^* = d^*/F_r$   
 $V_r = V_r^*/F_r$   
 $\Gamma = \frac{\sum m_i A_i}{\sum m_i A_i}$   
 $m_{eq} = \sum m_i A_i$   
 $T_n = 2\pi \sqrt{m_{eq}/K}$

**Paso 2. AVE en el SD**  
 $\xi_{10} = 0.05 + 0.45 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{0.05}}\right)$   
 $K_{10} = V_{10}^*/d_{10}^*$   
 $\xi_{10} = 0.05 + \frac{2(1 - \xi_{10})V_{10}^* - 1}{\pi \sqrt{0.05} + 1 + \pi \sqrt{0.05} - 1}$   
 $\xi_{10} = (0.7163 + 0.28867 \xi_{10}^2) + \frac{(0.5851 + 1.841 F_{10})}{\exp(\xi_{10} P_{10})}$

**Paso 3. AVE del SR**  
 $\xi_{28} = \xi_{10} + \frac{\xi_{10} \sqrt{V_{10}^*} + \xi_{28} \sqrt{V_{10}^*}}{\sqrt{V_{10}^*} + V_{10}^*}$

**Paso 4. Rigidez y resistencia del SR**  
 $K_{SR} = m_{eq} \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2$   
 $V_{10} = V_{10}^* + V_{10}$

**Paso 5. Rigidez y resistencia del SD**  
 $K_{10} = K_{SR} - K_{10}$   
 $V_{10} = K_{10} d_{10}^*$   
 $V_{10}^* = \frac{V_{10}}{1 + \xi_{10} \sqrt{0.05} - 1}$   
 $F_{10} = 2\pi \sqrt{m_{eq}/K_{10}}$

**Paso 6. Verificación para objetivo TMC**  
 $P_{TMC} = P_{TD} + P_{TMC}$

**Paso 7. Distribución de rigidez y resistencia**  
 $f_{10i} = \frac{m_i A_i}{\sum_{i=1}^n m_i A_i} \cdot f_{10}$   
 $V_{10i} = \sum_{i=1}^n f_{10i} V_{10}$   
 $K_{10i} = \frac{V_{10i}}{(d_{10}^* - A_i) \sqrt{0.05}}$   
 $V_{10i} = \text{est } \sigma_{10i} \cdot \text{est } \sigma_{10}$   
 $K_{10i} = \frac{K_{10}}{m_{10i} \cdot \text{est } \sigma_{10}^2}$

Figura A.1 Pantalla inicial del *software* CALDIS v1.1

En la Figura A.2 se presenta la vista del *software*. Las celdas que están con texto en rojo son las que debe cargar el usuario, las demás son resultados obtenidos por el *software*.

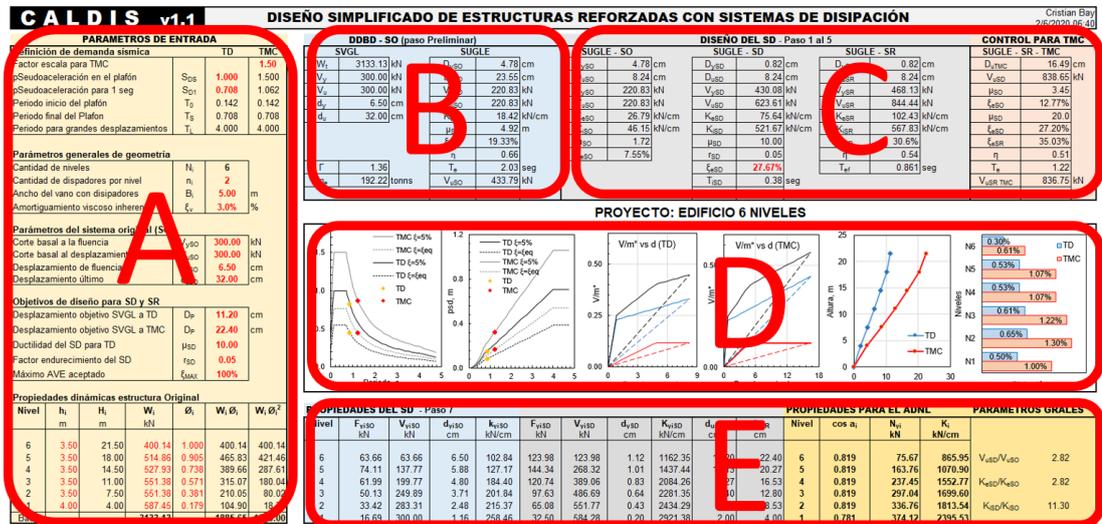


Figura A.2. Pantalla general del software CALDIS v1.1.

Se identifican cinco zonas:

(A) PARAMETROS DE ENTRADA. En esta sección se indican los datos de partida del SO y del SD. También se referencia la demanda sísmica y desplazamientos objetivos.

(B) DDBD – SO (paso preliminar). Esta ventana se corresponde con el paso preliminar y el objetivo es evaluar el desempeño de la estructura original mediante el DDBD a través del SUGLE. Punto 4.3.1 del capítulo 4.

(C) DISEÑO DEL SD – (paso 1 al 5) y CONTROL PARA TMC. En esta sección se definen las propiedades del SD para el TD en términos del SUGLE. También se realiza la verificación del cortante basal de TMC. Punto 4.3.2 al 4.3.7 del capítulo 4.

(D) SECTOR CENTRAL. Se encuentran gráficos. El usuario puede observar el desempeño de la estructura a medida que modifica los parámetros de la sección (A).

(E) PROPIEDADES DEL SD – (paso 7). Se presentan resultados del SD para el SVGL con el objetivo de realizar el ADNL con las propiedades obtenidas. Punto 4.3.8 del capítulo 4.

A continuación, se detallan las entradas y salidas de cada una de las secciones del software.

## (A) PARAMETROS DE CONTROL DEL DISEÑO

### - Definición de la demanda sísmica

La demanda sísmica se define a través del espectro de diseño. Se ha utilizado la tipología de los espectros de la norma americana (ASCE-7, 2016).

Definición de demanda sísmica		TD	TMC
Factor escala para TMC			<b>1.50</b>
pSeudoaceleración en el plafón	$S_{DS}$	<b>1.000</b>	1.500
pSeudoaceleración para 1 seg	$S_{D1}$	<b>0.708</b>	1.062
Periodo inicio del plafón	$T_0$	0.142	0.142
Periodo final del Plafon	$T_s$	0.708	0.708
Periodo para grandes desplazamientos	$T_L$	4.000	4.000

Figura A.3. Definición de la demanda sísmica.

Factor de escala para TMC: Representa el factor por el cual se afecta al TD, generalmente es 1.50 pero puede ser modificado por el usuario.

pSeudoaceleración en el plafón ( $S_{DS}$ ): Indica la aceleración máxima coincidente con el plafón del espectro de diseño. Para el TMC se obtiene afectando el  $S_{DS}$  por el Factor para TMC.

pSeudoaceleración para periodo 1 segundo ( $S_{D1}$ ): Indica la aceleración para el período de 1 segundo. Para el TMC se obtiene afectando el  $S_{D1}$  por el Factor para TMC.

Período inicio del plafón ( $T_0$ ): Indica el periodo en el inicio del plafón del espectro. Es igual para TD y TMC. Se obtiene como  $0.20 T_s$ .

Período final del plafón ( $T_s$ ): Indica el periodo al final del plafón del espectro. Es igual para TD y TMC. Se obtiene como  $S_{D1}/S_{DS}$ .

Períodos para grandes desplazamientos ( $T_L$ ): Representa el periodo para el cual los desplazamientos se hacen asintóticos.

### - Parámetros generales de geometría

En la Figura A.4 se presenta la sección referente a la definición de geometría de la estructura

Parámetros generales de geometría			
Cantidad de niveles	$N_i$	<b>6</b>	
Cantidad de disipadores por nivel	$n_i$	<b>2</b>	
Ancho del vano con disipadores	$B_i$	<b>5.00</b>	m
Amortiguamiento viscoso inherente	$\xi_v$	<b>3.0%</b>	%

Figura A.4 Parámetros generales de geometría.

Cantidad de niveles ( $N_i$ ): Representa la cantidad de niveles que presenta la estructura original sobre la cual se aplicará el método de diseño.  $N_i \leq 8$ . Se destaca que esta limitación no es para el método.

Cantidad de disipadores por nivel ( $n_i$ ): Indica la cantidad de dispositivos por nivel que presenta el sistema de disipación.

Ancho del vano con disipadores ( $B_i$ ): Se debe ingresar el ancho. Dado que el método es aplicable a estructuras regulares, este debe ser igual en todos los niveles.  $B_i$  se utiliza para determinar el ángulo de inclinación de cada dispositivo.

Amortiguamiento viscoso inherente ( $\xi_v$ ): Este representa el amortiguamiento de la estructura original antes de la fluencia. Para estructuras de hormigón armado ha sido costumbre el uso del 5%, aunque la última versión del reglamento americano recomienda 3%. Hay estudios que estiman este valor en función de los periodos de la estructura.

#### - Parámetros del sistema original (SO)

Los datos para los parámetros del SO deben ser extraídos de un AENL y deben ser cargados por el usuario. En la Figura A.5 se muestra la sección de pantalla donde se cargan los datos.

Parámetros del sistema original (SO)			
Corte basal a la fluencia	$V_{ySO}$	<b>300.00</b>	kN
Corte basal al desplazamiento último	$V_{uSO}$	<b>300.00</b>	kN
Desplazamiento de fluencia	$d_{ySO}$	<b>6.50</b>	cm
Desplazamiento último	$d_{uSO}$	<b>32.00</b>	cm

Figura A.5 Parámetros del SO.

Corte basal a la fluencia ( $V_{ySO}$ ): Es el esfuerzo de corte al desplazamiento de fluencia del AENL de la estructura. Se recomienda transformar la curva obtenida del AENL en una curva bilineal de comportamiento elástico perfectamente plástico con alguno de los métodos propuestos en la bibliografía, por ejemplo, igualando energías de ambas curvas.

Corte basal al desplazamiento último ( $V_{uSO}$ ): Es el esfuerzo de corte al desplazamiento último del AENL del SO.

Desplazamiento de fluencia ( $d_{ySO}$ ): Es el desplazamiento de fluencia de la estructura obtenido del AENL.

Desplazamiento último ( $d_{uSO}$ ): Es el desplazamiento último de la estructura obtenido del AENL.

#### - Parámetros de control para el SD y el SR

En la Figura A.6 se presenta el extracto del *software* donde se ingresan los datos referidos al desempeño del SR y demandas de ductilidad del SD.

Objetivos de diseño para SD y SR			
Desplazamiento objetivo SVGL a TD	$D_P$	11.20	cm
Desplazamiento objetivo SVGL a TMC	$D_P$	22.40	cm
Ductilidad del SD para TD	$\mu_{SD}$	10.00	
Factor endurecimiento del SD	$r_{SD}$	0.05	
Máximo AVE aceptado	$\xi_{MAX}$	100%	

Figura A.6 Objetivos de diseño del SD y SR.

Desplazamiento objetivo SVGL a TD ( $D_P$ ): Es el desplazamiento objetivo para la estructura para TD. La definición de  $D_P$  está relacionado al diseño por desempeño y debe ser definido de acuerdo con algún criterio de daño esperado.

Desplazamiento objetivo SVGL a TMC ( $D_P$ ): Está asociado a un nivel de daño mayor que el  $D_P$  y debe ser definido con un criterio basado en desempeño.

Ductilidad del SD para el TD ( $\mu_{SD}$ ): Es la ductilidad adoptada para que desarrolle el sistema de disipación. Este valor está ligado directamente con la tecnología del sistema de disipación elegido. Un valor  $\mu_{SD} = 10$  generalmente es aceptado para BPR.

Factor de endurecimiento post-fluencia ( $r_{SD}$ ): Es el factor que afecta a la rigidez elástica para obtener pendiente de la rigidez inelástica. Está asociado al material de construcción de los disipadores. Generalmente para el acero se adopta  $r_{SD} = 0.05$ .

Máximo amortiguamiento efectivo ( $\zeta_{MAX}$ ): Es el valor máximo de AVE que se está dispuesto a asumir en el diseño. Por defecto se indica 100% para evitar limitar el AVE. De esta forma en el diseño se utilizará el máximo AVE que requiera el sistema.

### - Propiedades dinámicas del SO

En la Figura A.7 se presenta la tabla de carga de datos referidos a las propiedades dinámicas del SO

Propiedades dinámicas del SO						
Nivel	$h_i$ m	$H_i$ m	$W_i$ kN	$\phi_i$	$W_i \phi_i$	$W_i \phi_i^2$
6	3.50	21.50	400.14	1.000	400.14	400.14
5	3.50	18.00	514.86	0.905	465.83	421.46
4	3.50	14.50	527.93	0.738	389.66	287.61
3	3.50	11.00	551.38	0.571	315.07	180.04
2	3.50	7.50	551.38	0.381	210.05	80.02
1	4.00	4.00	587.45	0.179	104.90	18.73
Base			<b>3133.13</b>		<b>1885.65</b>	<b>1388.00</b>

Figura A.7 Propiedades dinámicas del SO.

Se indica el Nivel, la altura del nivel,  $h_i$ , la altura acumulada desde el nivel de referencia,  $H_i$ , el peso del nivel  $W_i$ , la forma modal del primer modo normalizado a que el nivel superior sea la unidad. En caso de que no se haya realizado un análisis modal de la estructura se puede determinar mediante la expresión (4.6). Las últimas dos columnas las determina el *software* para otros cálculos que se requieren, como determinar el factor de participación modal de la estructura, etc.

### (B) DDBD – SO (paso preliminar)

Esta sección pertenece a resultados que entrega el *software* en función de datos introducidos en la sección anterior. En la Figura A.8 se presenta la imagen del *software*.

DDBD - SO (paso Preliminar)			
SVGL		SUGLE	
$W_t$	3133.13 kN	$D_{ySO}$	4.78 cm
$V_y$	300.00 kN	$D_{uSO}$	23.55 cm
$V_u$	300.00 kN	$V_{ySO}$	220.83 kN
$d_y$	6.50 cm	$V_{uSO}$	220.83 kN
$d_u$	32.00 cm	$K_{eSO}$	18.42 kN/cm
		$\mu_{SO}$	4.92 m
		$\xi_{eSO}$	19.33%
		$\eta$	0.66
$\Gamma$	1.36	$T_e$	2.03 seg
$m_e$	192.22 tons	$V_{uSO}$	433.79 kN
		D/C	<b>0.69</b>

Figura A.8 Verificación del SO a través del DDBD (paso preliminar).

A la izquierda se presentan los datos del SVGL y a la derecha la equivalencia en el SUGLE.

Peso total de la estructura, ( $W_t$ ) = representa el peso total de la estructura y se obtiene como la suma de los pesos de cada nivel indicado en la tabla “Propiedades dinámicas del SO”.

Parámetros de la estructura original ( $V_{ySO}$ ,  $V_{uSO}$ ,  $d_{ySO}$  y  $d_{uSO}$ ) = Estos parámetros fueron cargados en “Parámetros del SO”, solo se indican para mejor visualización del usuario.

Factor de participación modal, ( $\Gamma$ ): Se determina con la expresión (4.5) en función de los datos cargados en “Propiedades dinámicas del SO”.

Masa efectiva, ( $m_e$ ): Representa la masa efectiva del SUGLE y se determina con la expresión (4.3).

Parámetros de la estructura original equivalente, ( $D_{ySO}$ ,  $D_{uSO}$ ,  $V_{ySO}$  y  $V_{uSO}$ ): Estos parámetros representan el comportamiento en resistencia y desplazamientos del SUGLE, se determinan mediante las expresiones (4.1) y (4.2).

Rigidez efectiva, ( $K_{eso}$ ): Representa la rigidez secante al desplazamiento máximo de la estructura se determina como  $V_{uso} / d_{uso}$ .

Ductilidad de desplazamiento, ( $\mu_{so}$ ): Es la ductilidad de desplazamiento del SUGLE, se determina como la relación  $D_{uso} / D_{yso}$ .

Amortiguamiento efectivo equivalente, ( $\xi_{eso}$ ): Es el AVE del SO se determina en función  $\mu_{so}$  con las expresiones (4.7) o (4.8) dependiendo si se trata de estructura de hormigón armado o acero.

Factor de reducción de espectro elástico, ( $\eta$ ): Este factor permite reducir el espectro elástico en desplazamientos debido al  $\xi_{eso}$ . Se aplica la tabla de reducción de reglamentos americanos (Figura 4.3).

Periodo efectivo del SUGLE, ( $T_{eso}$ ): En el espectro de diseño en desplazamientos reducido por  $\eta$ , se intercepta el desplazamiento  $D_{uso}$  y se obtiene el  $T_{eso}$  (Figura 4.4).

Corte basal de demanda, ( $V_{uso}$ ): Representa la demanda de corte basal según conceptos del DDBD. Con el  $T_{eso}$  se determina la rigidez efectiva a través de conceptos de la dinámica estructural y luego el corte de demanda con la expresión (4.14).

Relación D/C: Es la relación entre la capacidad al corte, determinada por el AENL e indicado en la parte superior de la tabla y la demanda determinado en la celda anterior. Si esta relación es inferior a la unidad (color rojo) indica que la estructura carece de la resistencia necesaria.

### **(C) DISEÑO DEL SD – (paso 1 al 5) y CONTROL PARA TMC.**

En esta tabla se presenta la parte central del método de diseño, paso 1 a paso 5, para el SUGLE. El sector gris es para el TD y naranja para TMC. El sector gris tiene las propiedades del SUGLE del SO (izquierda), SD (centro) y SR (Derecha). En la Figura A.9 se presenta el extracto del *software* de referencia.

DISEÑO DEL SD - Paso 1 al 5						CONTROL PARA TMC	
SUGLE - SO		SUGLE - SD		SUGLE - SR		SUGLE - SR - TMC	
$D_{ySO}$	4.78 cm	$D_{ySD}$	0.82 cm	$D_{ySR}$	0.82 cm	$D_{uTMC}$	16.49 cm
$D_{uSO}$	8.24 cm	$D_{uSD}$	8.24 cm	$D_{uSR}$	8.24 cm	$V_{uSD}$	838.65 kN
$V_{ySO}$	220.83 kN	$V_{ySD}$	430.08 kN	$V_{ySR}$	468.13 kN	$\mu_{SO}$	3.45
$V_{uSO}$	220.83 kN	$V_{uSD}$	623.61 kN	$V_{uSR}$	844.44 kN	$\xi_{eSO}$	12.77%
$K_{eSO}$	26.79 kN/cm	$K_{eSD}$	75.64 kN/cm	$K_{eSR}$	102.43 kN/cm	$\mu_{SD}$	20.0
$K_{iSO}$	46.15 kN/cm	$K_{iSD}$	521.67 kN/cm	$K_{iSR}$	567.83 kN/cm	$\xi_{eSD}$	27.20%
$\mu_{SO}$	1.72	$\mu_{SD}$	10.00	$\xi_{eSR}$	30.6%	$\xi_{eSR}$	35.03%
$\xi_{eSO}$	7.55%	$r_{SD}$	0.05	$\eta$	0.54	$\eta$	0.51
		$\xi_{eSD}$	27.67%	$T_{ef}$	0.861 seg	$T_e$	1.22
		$T_{iSD}$	0.38 seg			$V_{uSR TMC}$	836.75 kN
		$\xi_{eSD}$	27.68%			D/C	1.27

Figura A.9 Diseño del SD y verificación del TMC.

### - SUGLE del SO

Se presentan las características del SO, pero en este caso el desplazamiento máximo  $D_{uSO}$  es el adoptado por el usuario en la sección objetivos de diseño. Este valor no puede ser superior al obtenido en el AENL.

### - SUGLE del SD

En esta columna se presentan las características del SD.

Desplazamiento de fluencia, ( $D_{ySD}$ ): Es el desplazamiento al inicio de la plastificación del sistema de disipación. Se obtiene como  $D_{uSD} / \mu_{SD}$ .

Desplazamiento último, ( $D_{uSD}$ ): Representa el desplazamiento máximo del SD para el TD. Este desplazamiento es el objetivo seleccionado por el usuario.

Corte basal a la fluencia, ( $V_{ySD}$ ): Este valor representa el esfuerzo de corte del SUGLE determinado con la expresión (4.15).

Corte basal máximo para el TD, ( $V_{uSD}$ ): Este esfuerzo de corte surge de la expresión (4.14), previa iteración con la expresión (4.10). Este proceso iterativo se realiza en forma iterativa para determinar el esfuerzo de corte.

Rigidez efectiva, ( $K_{eSD}$ ): La rigidez efectiva del SD se obtiene como  $V_{uSD} / d_{uSD}$ .

Rigidez inicial, ( $K_{iSD}$ ): La rigidez inicial del sistema de disipación se obtiene como  $V_{ySD} / D_{ySD}$ .

Ductilidad, ( $\mu_{SD}$ ): Este valor es adoptado por el diseñador y definido en “Parámetros de control para el SD y SR”.

Factor de endurecimiento, ( $r_{SD}$ ): Este valor es adoptado por el diseñador y definido en “Parámetros de control para el SD y SR”.

Amortiguamiento efectivo equivalente, ( $\xi_{eSD}$ ): Es el AVE del SD, determinado mediante la expresión (3.36), en función de  $T_{iSD}$ ,  $\mu_{SD}$  y  $r_{SD}$ . Como  $T_{iSD}$  es desconocido se debe realizar una iteración para obtener el valor.

### - SUGLE del SR

En esta columna se presentan las características del SR.

Desplazamiento de fluencia, ( $D_{ySR}$ ): Representa el desplazamiento de fluencia del SR.

Desplazamiento último, ( $D_{uSR}$ ): Representa el desplazamiento total del sistema, desplazamiento seleccionado por el usuario.

Esfuerzo de corte basal, ( $V_{uSR}$ ): Representa el corte basal de la estructura, se obtiene como  $V_{uSO} + V_{uSD}$ .

Rigidez efectiva, ( $K_{eSR}$ ): Representa la rigidez efectiva de la estructura completa, se obtiene a través del periodo efectivo del SR.

Amortiguamiento equivalente del sistema paralelo, ( $\xi_{eSR}$ ): Se obtiene con la expresión (4.10). No es un proceso directo, sino que se debe iterar hasta lograr la convergencia.

Periodo efectivo, ( $T_{eSR}$ ): El periodo efectivo se obtiene en función de  $K_{eSR}$  y el espectro en desplazamientos reducido por amortiguamiento.

El recuadro naranja verifica el diseño para el TMC, este representa una demanda mayor que el sismo de diseño. Esta demanda en desplazamientos se traduce en un incremento del AVE del SO y del SD.

Resulta necesario entonces, verificar que el corte basal obtenido para el TMC sea igual o inferior que el corte para el TD y, que la demanda de ductilidad del sistema de disipación sea adecuada a los procesos de fabricación adoptados. En caso de no

verificarse esto, debe modificarse el desplazamiento objetivo de tal forma que se cumpla con los requerimientos.

#### (D) SECTOR CENTRAL

El sector central (Figura A.10) es donde se muestra al usuario gráficos y resultados para que, variando alguno de los parámetros pueda observar la influencia en el diseño.

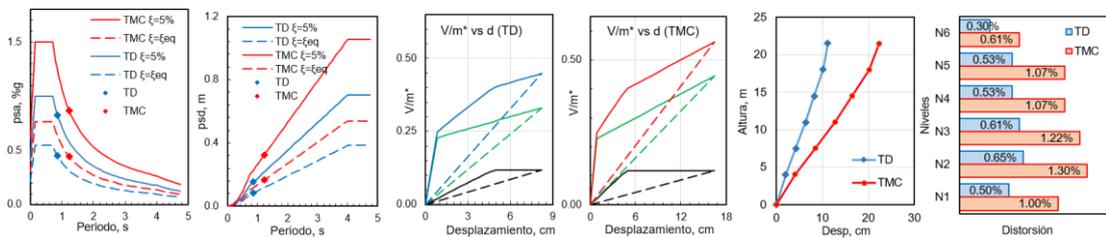


Figura A.10 Gráficas del diseño.

Los dos gráficos de la izquierda son el espectro de demanda en aceleraciones y desplazamientos. En ellos se indica el espectro para TD y TMC para amortiguamiento del 5% y para el AVE determinado en el diseño.

Los dos gráficos centrales presentan curvas fuerza-desplazamiento de la estructura para TD y TMC. La fuerza se representa como  $V/m_e$  (fuerza / masa efectiva). Las líneas negras indican el SO, la verde el SD, en azul el SR para TD y en rojo el SR para TMC.

Los gráficos de la derecha presentan el comportamiento en altura del SR para TD y TMC. Un gráfico para desplazamientos y otro para distorsiones, esto permite al usuario observar las distorsiones y desplazamientos a medida que selecciona el desplazamiento objetivo en el diseño.

#### (E) PROPIEDADES DEL SD – (paso 7).

En esta sección (Figura A.11) se presentan las propiedades del SO y del SD en cada nivel de la estructura. En color celeste las propiedades del SO y en gris para el SD y

SR. La distribución en altura se realiza de forma que no se altere las propiedades del primer modo de vibración de la estructura, tal como se indicó en el capítulo 4.

<b>PROPIEDADES DEL SD - Paso 7</b>										
<b>Nivel</b>	<b>F<sub>visO</sub></b> kN	<b>V<sub>visO</sub></b> kN	<b>d<sub>visO</sub></b> cm	<b>k<sub>visO</sub></b> kN/cm	<b>F<sub>visD</sub></b> kN	<b>V<sub>visD</sub></b> kN	<b>d<sub>visD</sub></b> cm	<b>K<sub>visD</sub></b> kN/cm	<b>d<sub>uSR</sub></b> cm	<b>d<sub>uSR</sub></b> cm
6	63.66	63.66	6.50	102.84	123.98	123.98	1.12	1162.35	11.20	22.40
5	74.11	137.77	5.88	127.17	144.34	268.32	1.01	1437.44	10.13	20.27
4	61.99	199.77	4.80	184.40	120.74	389.06	0.83	2084.26	8.27	16.53
3	50.13	249.89	3.71	201.84	97.63	486.69	0.64	2281.35	6.40	12.80
2	33.42	283.31	2.48	215.37	65.08	551.77	0.43	2434.29	4.27	8.53
1	16.69	300.00	1.16	258.46	32.50	584.28	0.20	2921.38	2.00	4.00

Figura A.11 Parámetros en altura.

A la derecha de la tabla (Figura A.12) se presentan las propiedades de los dispositivos en cada nivel y de acuerdo con el ángulo que mantienen con la horizontal para incorporarlos en el ADNL. También se indican parámetros generales, el aporte del SD respecto del SO en términos de resistencia total, rigidez efectiva y rigidez inicial. Estos parámetros permiten al usuario conocer las rigideces y resistencias necesarias para obtener el desempeño esperado mediante la selección del desplazamiento objetivo.

<b>PROPIEDADES PARA EL ADNL</b>				<b>PARÁMETROS GRALES</b>	
<b>Nivel</b>	<b>cos a<sub>i</sub></b>	<b>N<sub>vi</sub></b> kN	<b>K<sub>i</sub></b> kN/cm		
6	0.819	75.67	865.95	V <sub>uSD</sub> /V <sub>uSO</sub>	2.82
5	0.819	163.76	1070.90		
4	0.819	237.45	1552.77	K <sub>eSD</sub> /K <sub>eSO</sub>	2.82
3	0.819	297.04	1699.60		
2	0.819	336.76	1813.54	K <sub>iSD</sub> /K <sub>iSO</sub>	11.30
1	0.781	374.12	2395.53		

Figura A.12 Propiedades del SD para el ADNL y parámetros generales.

## Anexo B

### Anexo B. Resultados del edificio 6N

Se presenta en este apéndice la respuesta, en forma de tablas, de los modelos analizados en el capítulo 6. Propiedades y parámetros de los mismos han sido expuestas en el capítulo respectivo.

De la Figura B.1 a la Figura B.18 se presenta la respuesta en corte basal, desplazamiento máximo en la cubierta y distorsión del nivel 2 para el SO y SR sometido a TD y TMC para registros FC y FL escalados mediante AA y AE. El análisis de los resultados fue abordado en el capítulo 6.

De la Figura B.19 a la Figura B.28 se muestran los desplazamientos máximos y distorsiones del análisis paramétrico para distintas ductilidades del SO sometidos registros FL y FC escalados mediante ajuste espectral. El análisis de los resultados fue tratado en el capítulo 6.

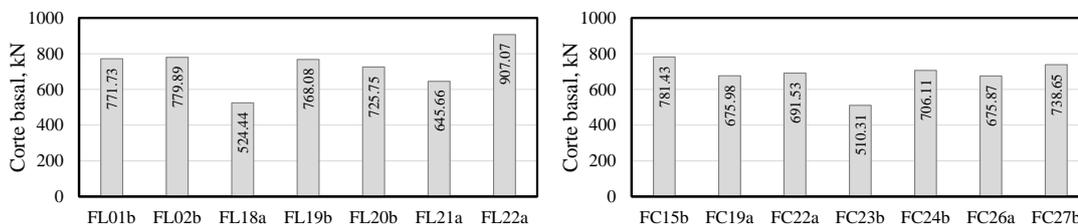


Figura B.1 Corte basal máximo para SO y TD. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

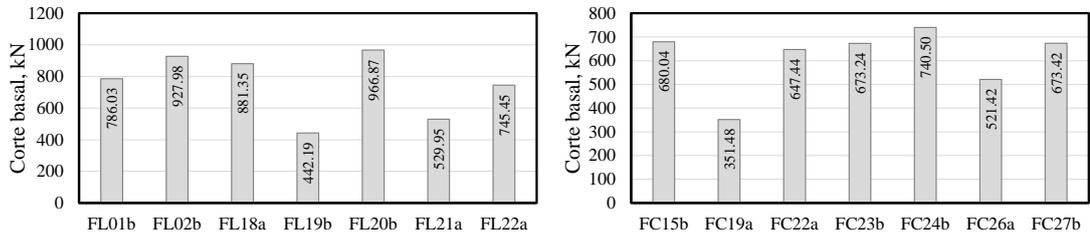


Figura B.2 Corte basal máximo para SO y TD. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA.

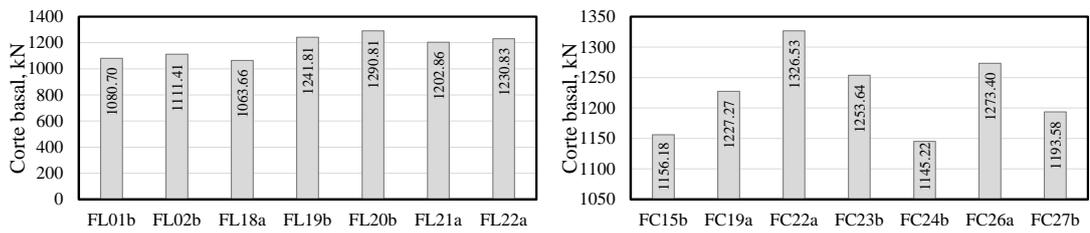


Figura B. 3 Corte basal máximo para SR y TD. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

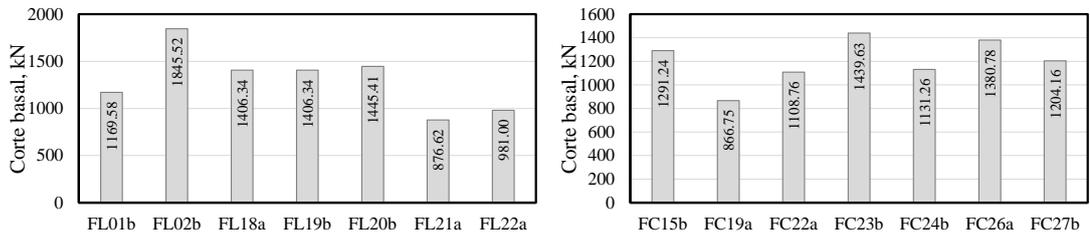


Figura B.4 Corte basal máximo para SR y TD. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA

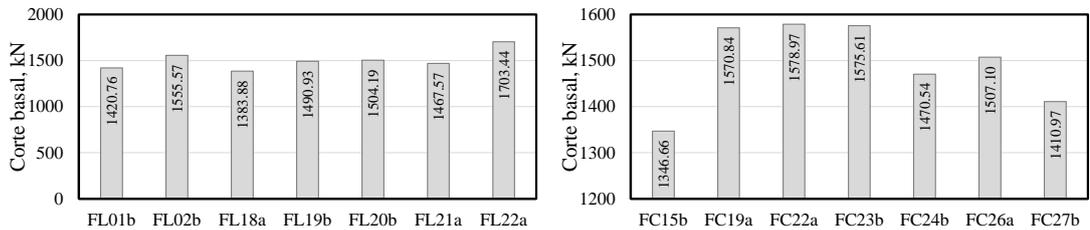


Figura B.5 Corte basal máximo para SR y TMC. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

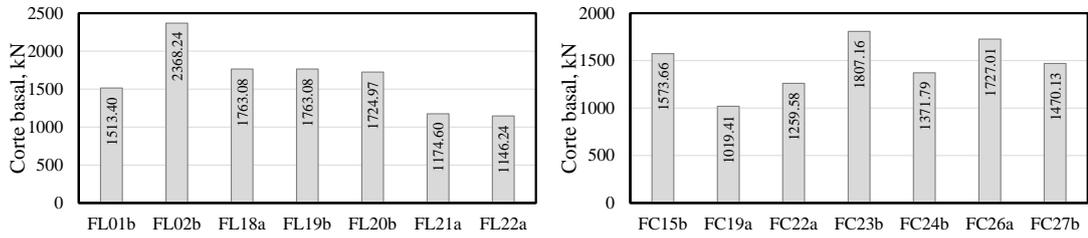


Figura B.6 Corte basal máximo para SR y TMC. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA

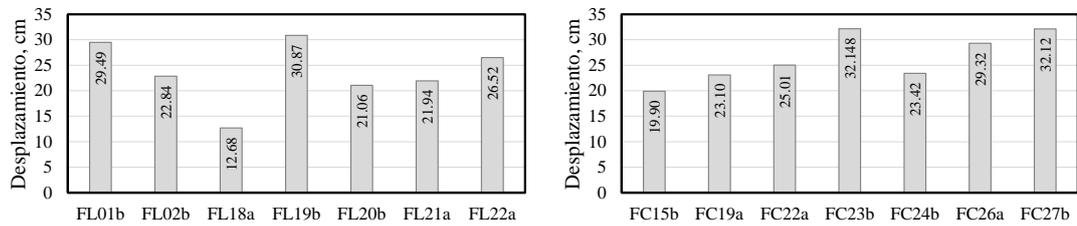


Figura B.7 Desplazamiento máximo de cubierta para SO y TD. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

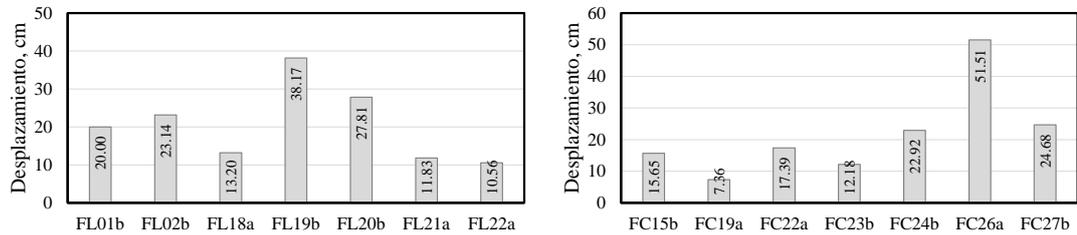


Figura B.8 Desplazamiento máximo de cubierta para SO y TD. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA.

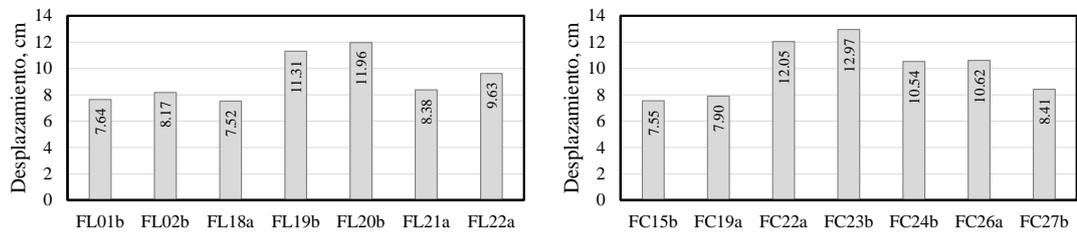


Figura B.9 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

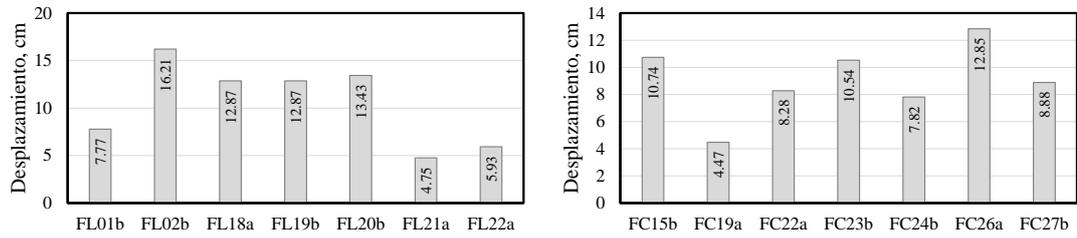


Figura B.10 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA.

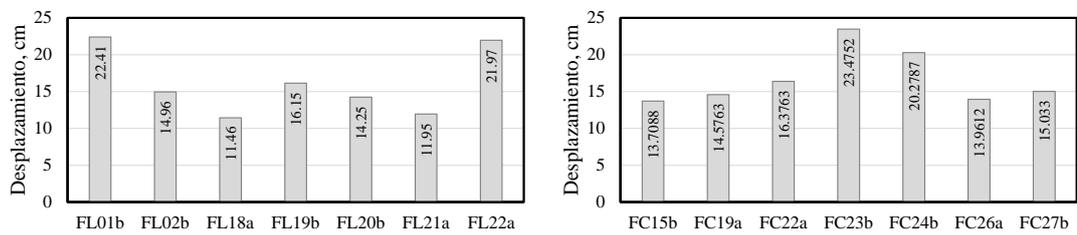


Figura B.11 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TMC. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

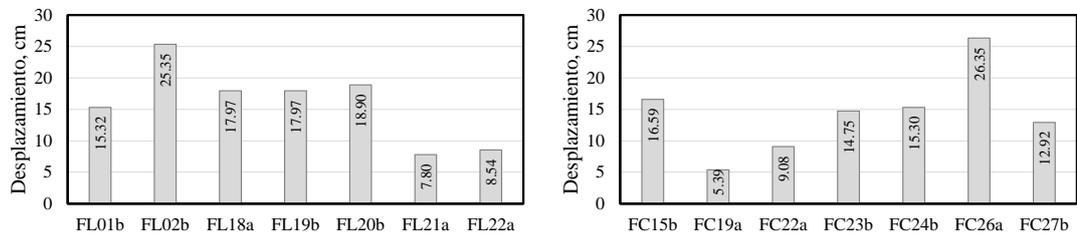


Figura B.12 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TMC. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA.

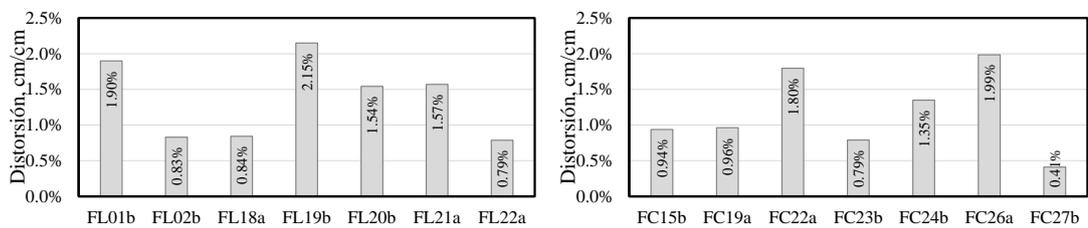


Figura B.13 Distorsión máxima del nivel 2 para SO y TD. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE

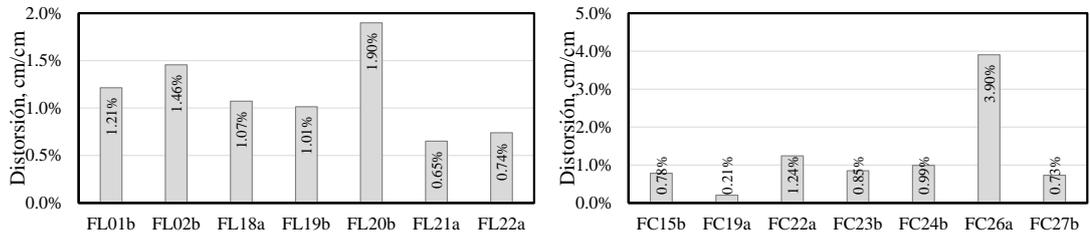


Figura B.14 Distorsión máxima del nivel 2 para SO y TD. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA.

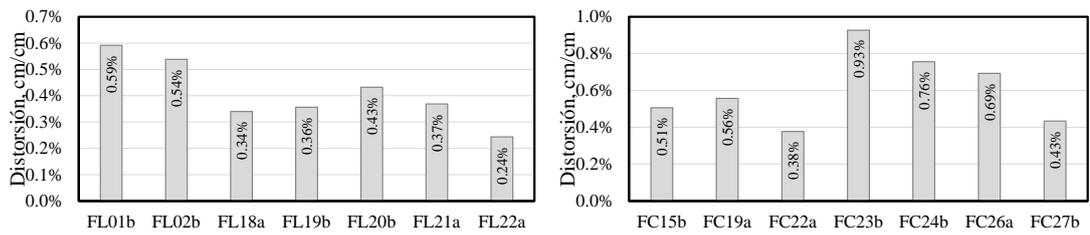


Figura B.15 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TD. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

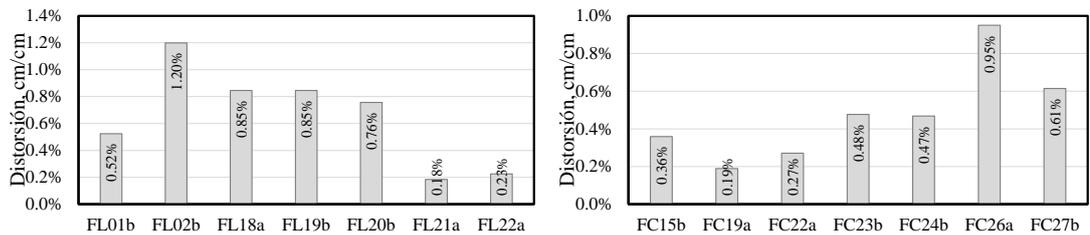


Figura B.16 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TD. Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA

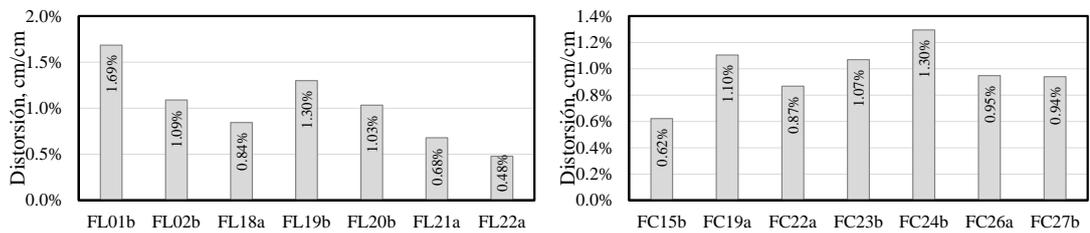


Figura B.17 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TMC. Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

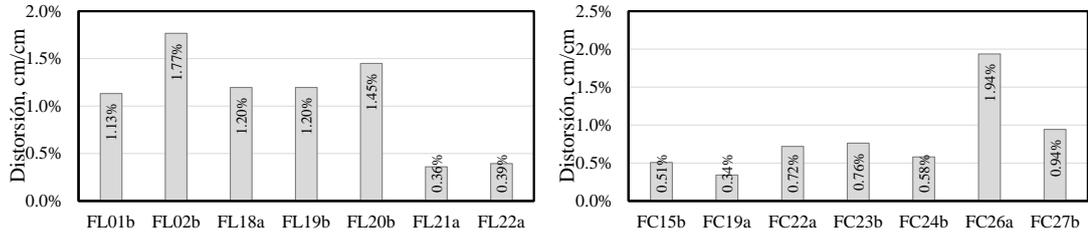


Figura B.18 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TMC. Izq. FL-AA. Der. FC-AA

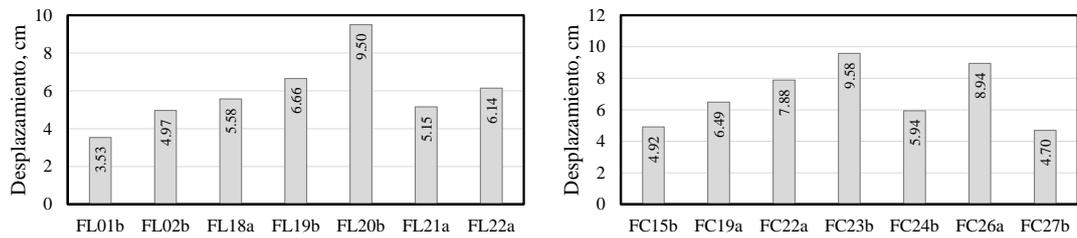


Figura B.19 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD con  $\mu_{50} = 1$ . Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

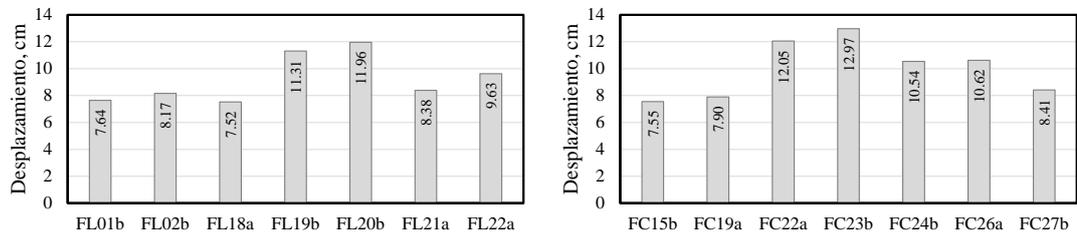


Figura B.20 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD con  $\mu_{50} = 1.72$ . Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

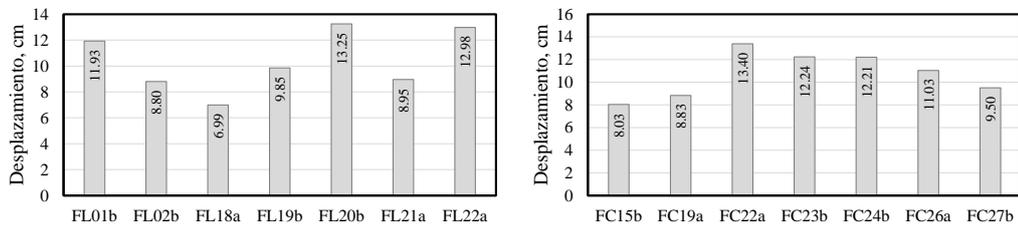


Figura B.21 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD con  $\mu_{50} = 2$ . Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

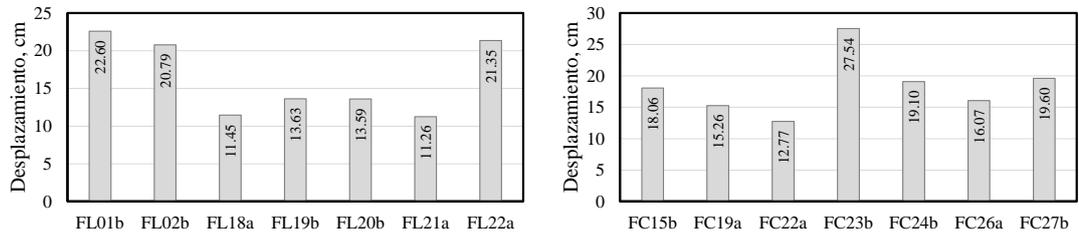


Figura B.22 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD con  $\mu_{SO} = 3$ . Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

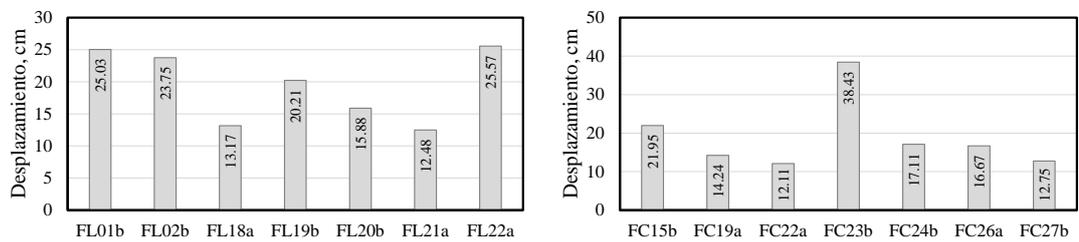


Figura B.23 Desplazamiento máximo de cubierta para SR y TD con  $\mu_{SO} = 4$ . Izquierda FL-AE. Derecha FC-AE.

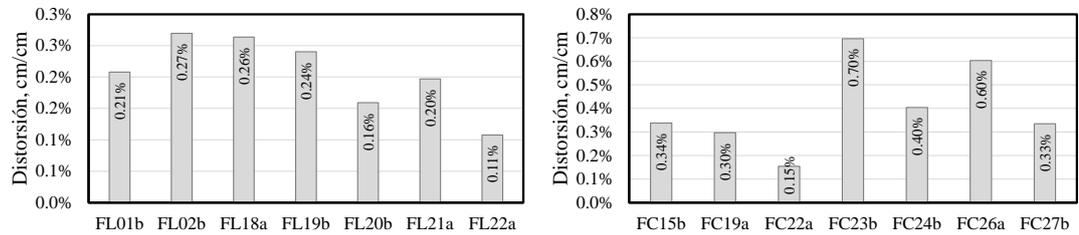


Figura B.24 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TD con  $\mu_{SO} = 1$ . Izquierda FL-AA. Derecha FC-AA.

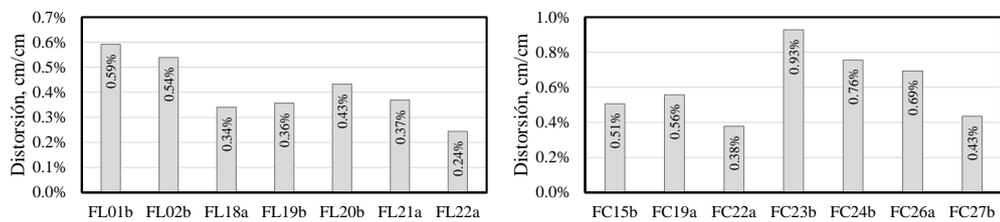


Figura B.25 Distorsión máx de N2 para SR y TD con  $\mu_{SO} = 1.72$ . Izq. FL-AA. Der. FC-AA.

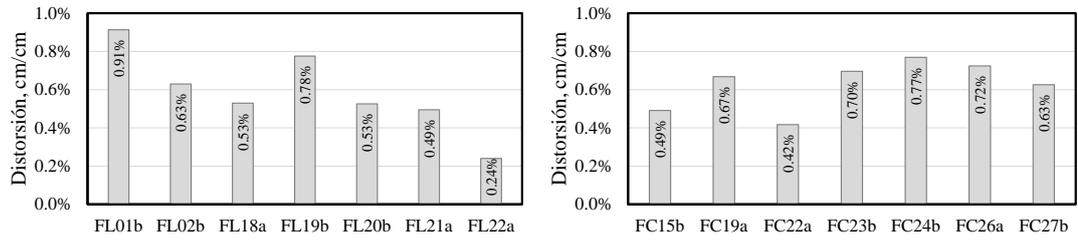


Figura B.26 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TD con  $\mu_{SO} = 2$ . Izquierda FL-AA.  
Derecha FC-AA.

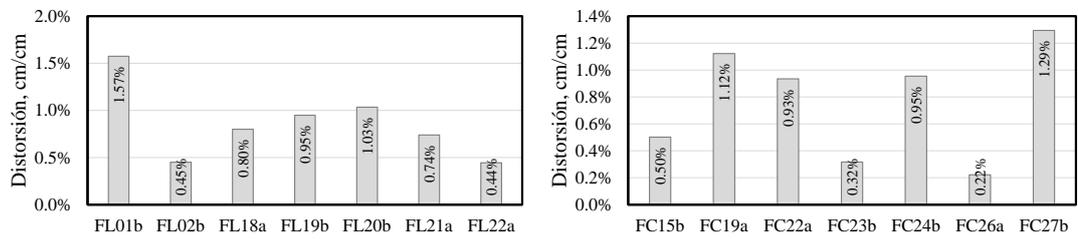


Figura B.27 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TD con  $\mu_{SO} = 3$ . Izquierda FL-AA.  
Derecha FC-AA.

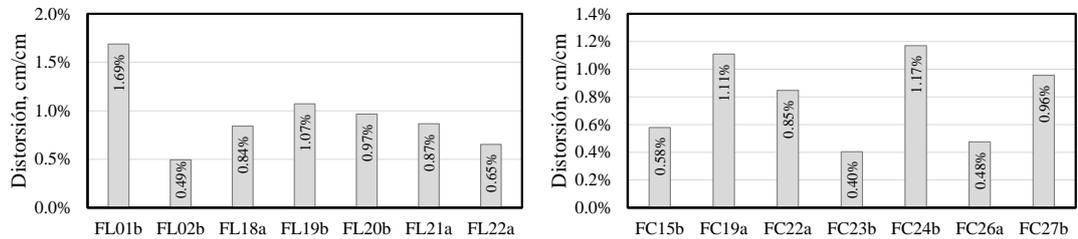


Figura B.28 Distorsión máxima del nivel 2 para SR y TD con  $\mu_{SO} = 4$ . Izquierda FL-AA.  
Derecha FC-AA

## Anexo C

### Anexo C. Resultados del edificio 8N

Se presenta en este apéndice la respuesta, en forma de tablas, de los modelos analizados en el capítulo 8. Propiedades y parámetros de los mismos han sido expuestas en el capítulo respectivo.

En las Figura C.1 y Figura C.2 se presenta el resumen de desplazamientos, en dirección  $X$  e  $Y$ , para todos los escenarios, se indican los promedios, máximos y mínimos para cada serie.

En las Figura C.3 y Figura C.4 se presenta el resumen de cortantes, en dirección  $X$  e  $Y$ , para todos los escenarios, se indican los promedios, máximos y mínimos para cada serie.

De la Figura C.5 a la Figura C.12 se presenta la respuesta en desplazamiento máximo en la cubierta sometido a TD y TMC para registros FC y FL escalados mediante AA y AE. El análisis de los resultados fue abordado en el capítulo 8.

De la Figura C.13 a la Figura C.20 se presenta la respuesta en distorsión del nivel 2 sometido a TD y TMC para registros FC y FL escalados mediante AA y AE. El análisis de los resultados fue abordado en el capítulo

Figura C.21 a la Figura C.28 se presenta la respuesta en cortante basal sometido a TD y TMC para registros FC y FL escalados mediante AA y AE. El análisis de los resultados fue abordado en el capítulo

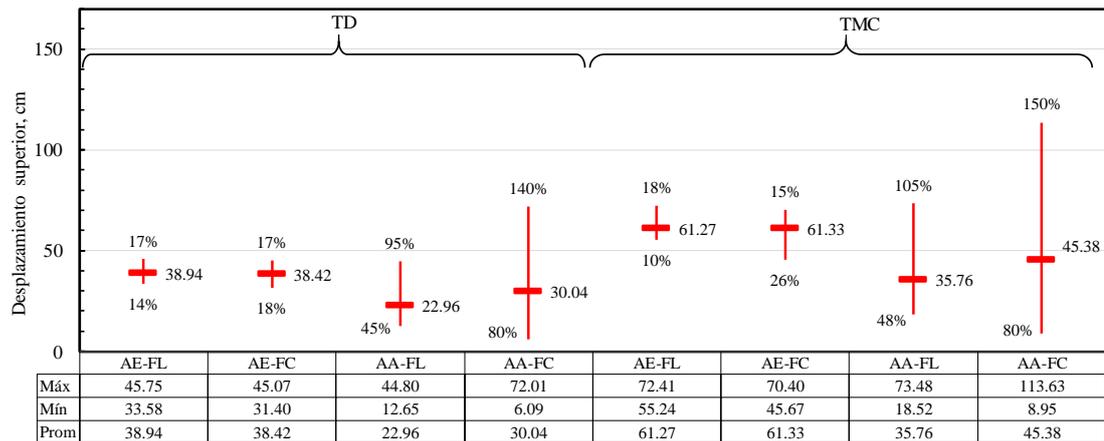


Figura C.1. Resumen de desplazamientos máximos en Y para los distintos escenarios. Se indican los promedios, máximos y mínimos para cada serie.

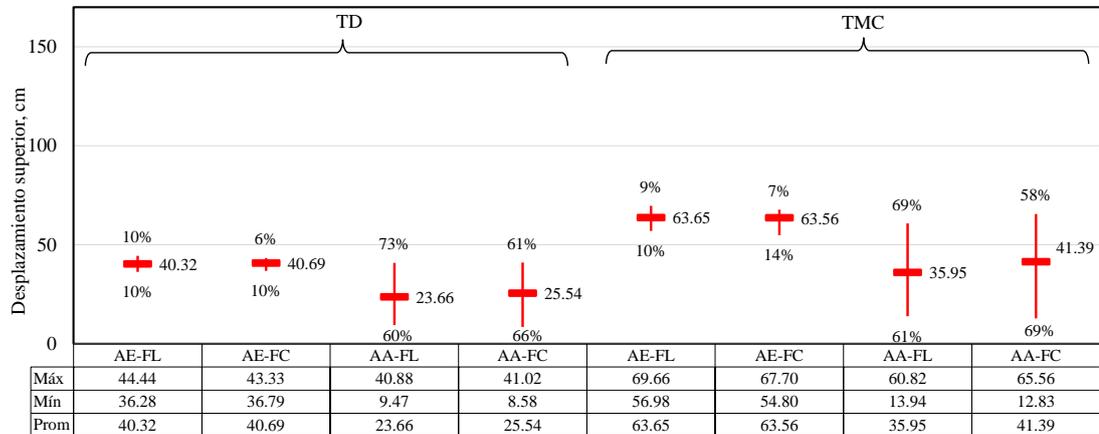


Figura C.2. Resumen de desplazamientos máximos en Y para los distintos escenarios. Se indican los promedios, máximos y mínimos para cada serie.

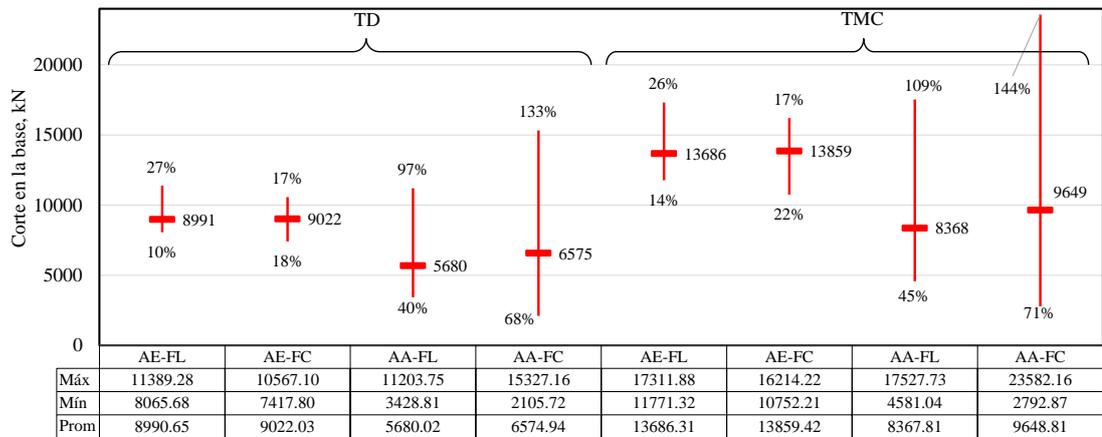


Figura C.3. Resumen de corte basal máximos en X para los distintos escenarios. Se indican los promedios, máximos y mínimos para cada serie.

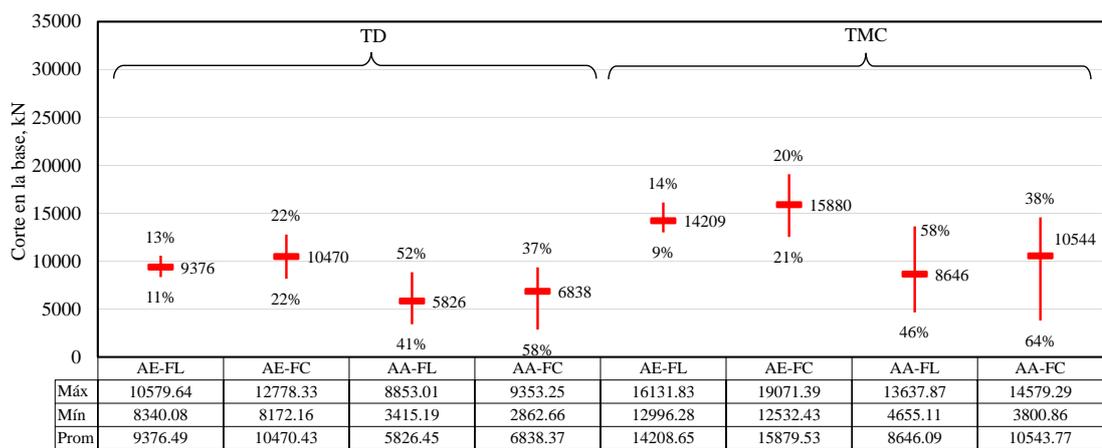
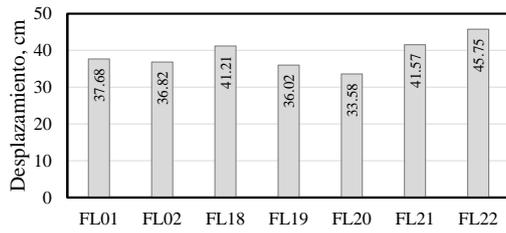
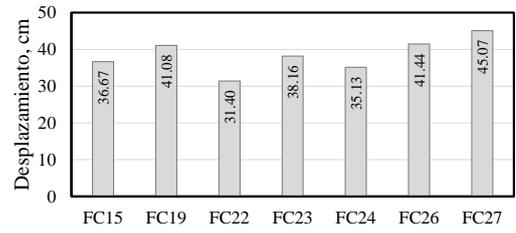


Figura C.4. Resumen de corte basal máximos en Y para los distintos escenarios. Se indican los promedios, máximos y mínimos para cada serie.

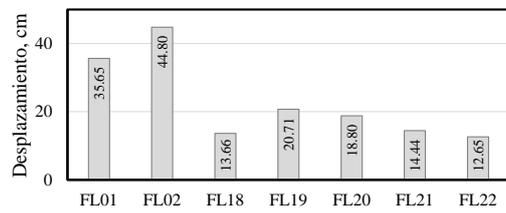


a. FL - AE

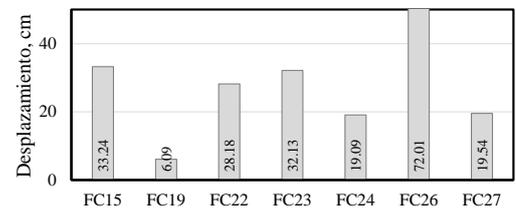


b. FC - AE

Figura C.5. Desplazamiento máximo en dirección X para TD y AE

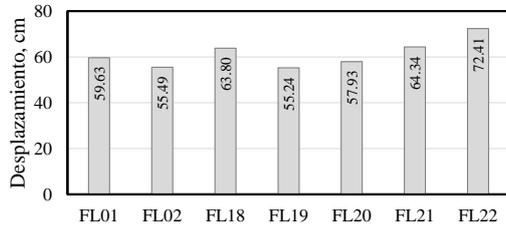


a. FL - AA

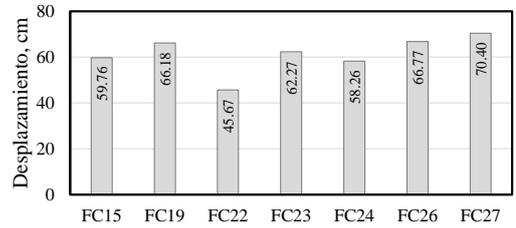


b. FC - AA

Figura C.6. Desplazamiento máximo en dirección X para TD y AA

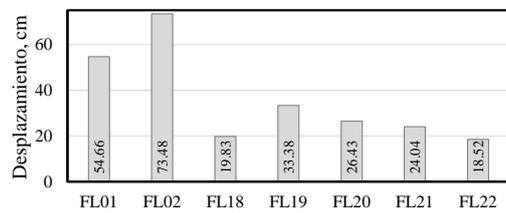


a. FL - AE

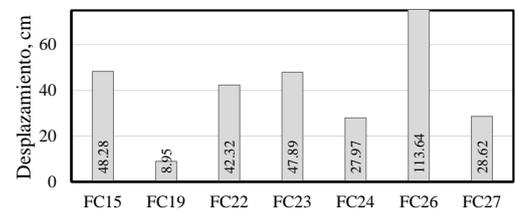


b. FC - AE

Figura C.7. Desplazamiento máximo en dirección X para TMC y AE.

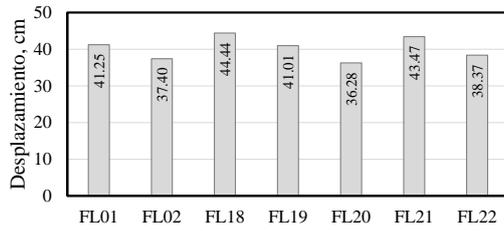


a. FL - AA

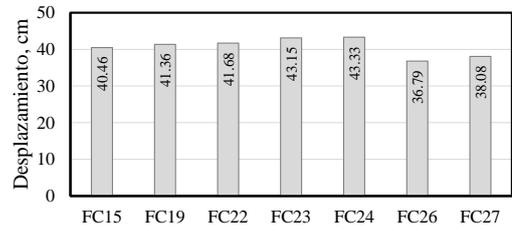


b. FC - AA

Figura C.8. Desplazamiento máximo en dirección X para TMC y AA.

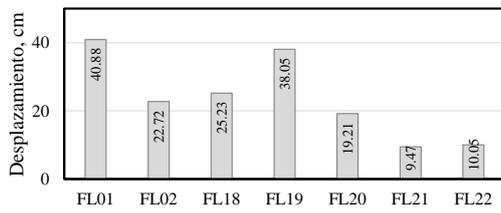


a. FL - AE

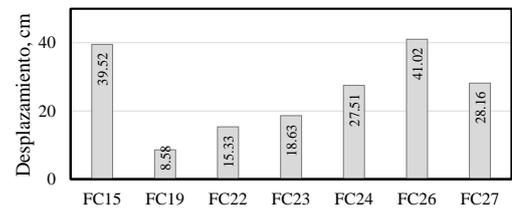


b. FC - AE

Figura C.9. Desplazamiento máximo en dirección Y para TD y AE.

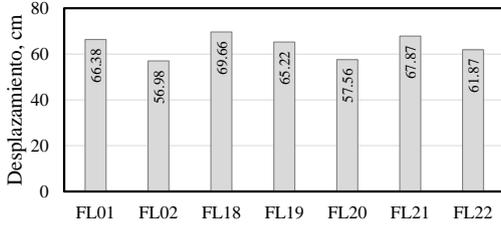


a. FL - AA

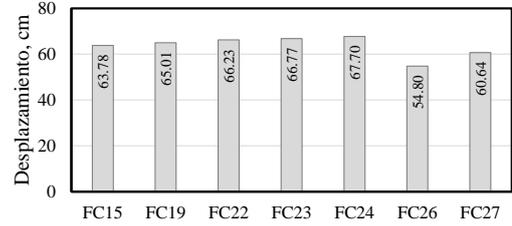


b. FC - AA

Figura C.10. Desplazamiento máximo en dirección Y para TD y AA.

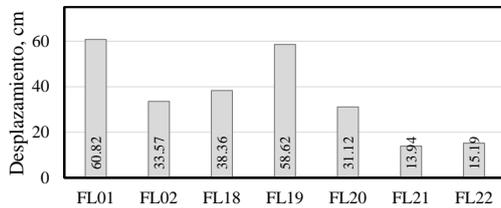


a. FL - AE

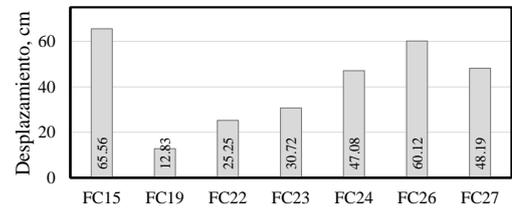


b. FC - AE

Figura C.11. Desplazamiento máximo en dirección Y para TMC y AE.

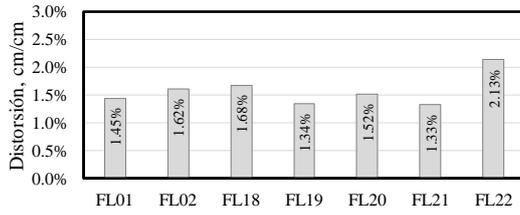


a. FL - AA

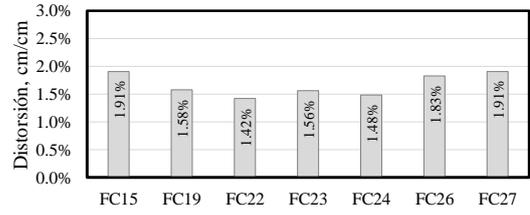


b. FC - AA

Figura C.12. Desplazamiento máximo en dirección Y para TMC y AA.

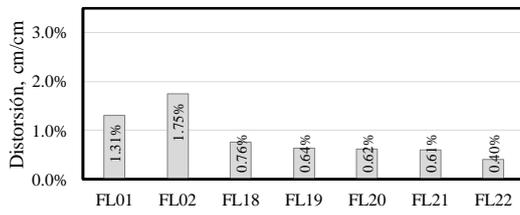


a. FL - AE

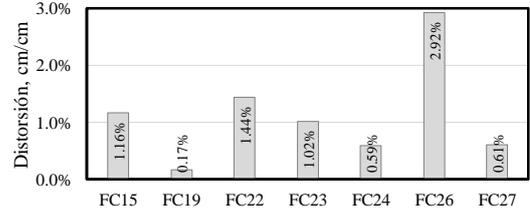


b. FC - AE

Figura C.13. Distorsión máxima en dirección X para TD y AE.

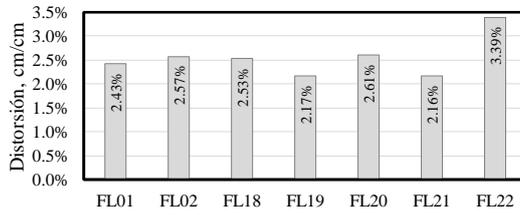


a. FL - AA

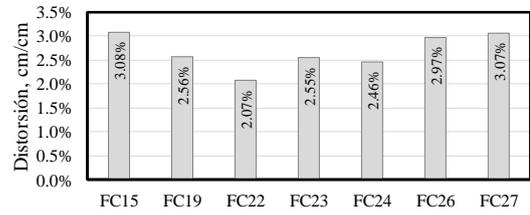


b. FC - AA

Figura C.14. Distorsión máxima en dirección X para TD y AA.

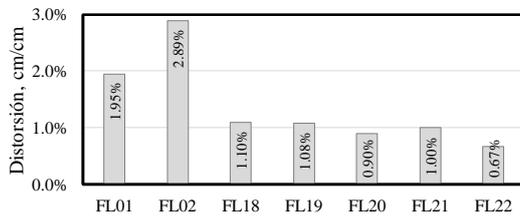


a. FL - AE

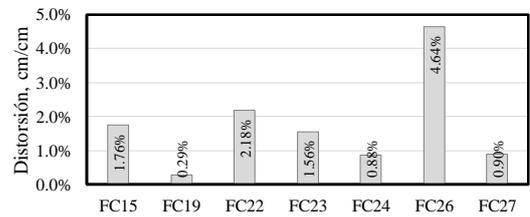


b. FC - AE

Figura C.15. Distorsión máxima en dirección X para TMC y AE.

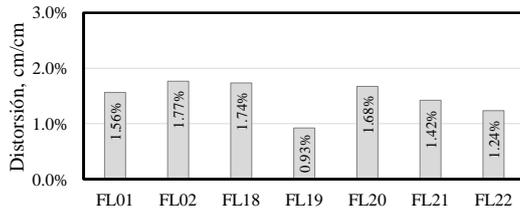


a. FL - AA

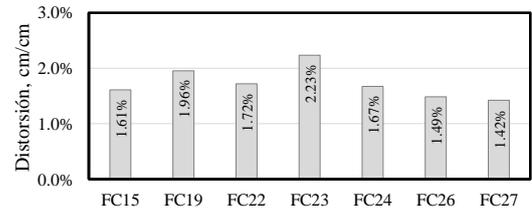


b. FC - AA

Figura C.16. Distorsión máxima en dirección X para TMC y AA.

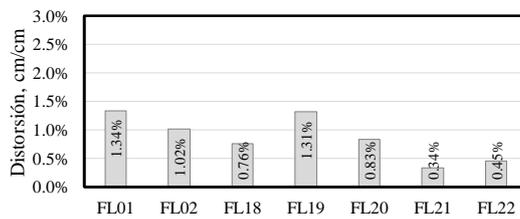


a. FL - AE

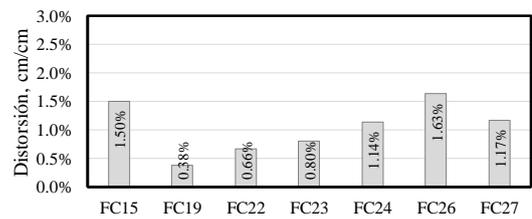


b. FC - AE

Figura C.17. Distorsión máxima en dirección Y para TD y AE.

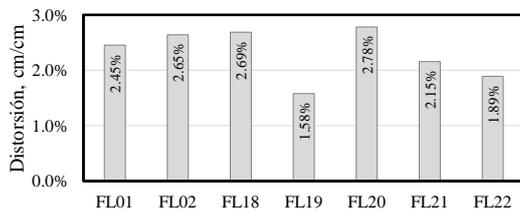


a. FL - AA

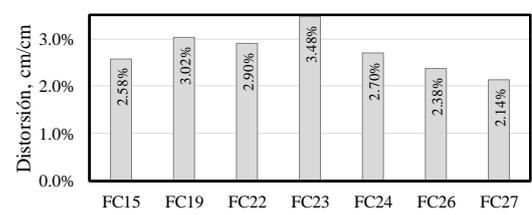


b. FC - AA

Figura C.18. Distorsión máxima en dirección Y para TD y AA.

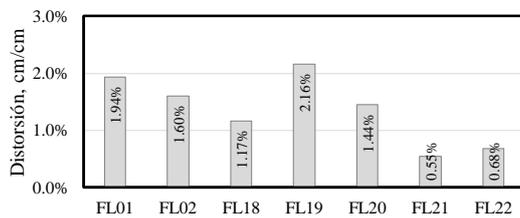


a. FL - AE

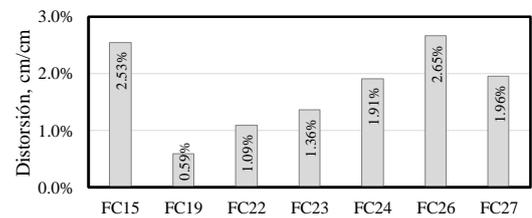


b. FC - AE

Figura C.19. Distorsión máxima en dirección Y para TMC y AE.



a. FL - AA



b. FC - AA

Figura C.20. Distorsión máxima en dirección Y para TMC y AA.

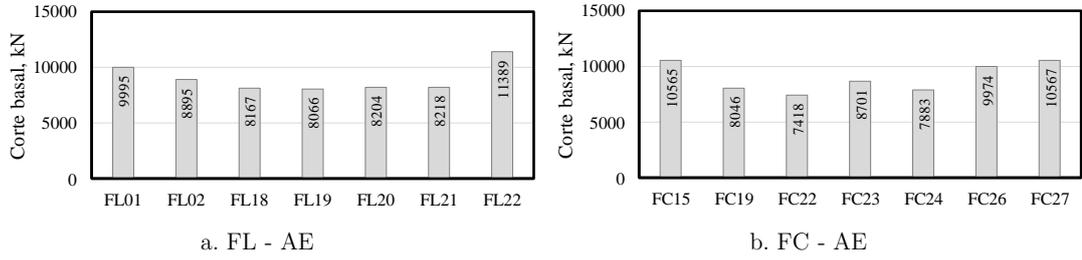


Figura C.21. Corte basal máximo en dirección X para TD y AE.

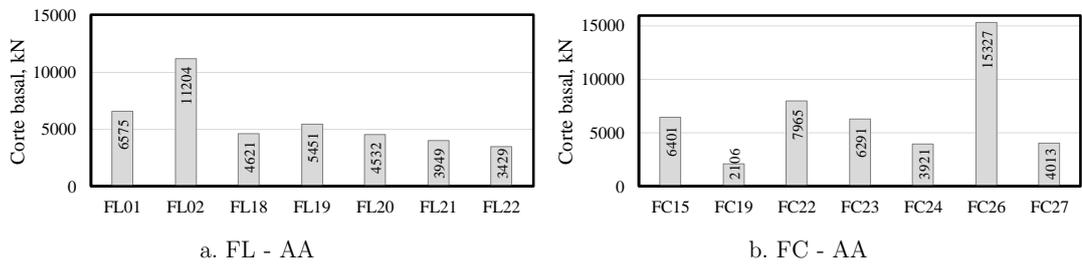


Figura C.22. Corte basal máximo en dirección X para TD y AA.

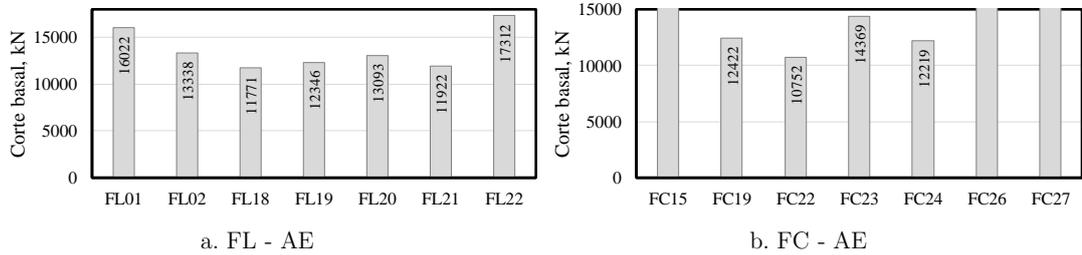


Figura C.23. Corte basal máximo en dirección X para TMC.

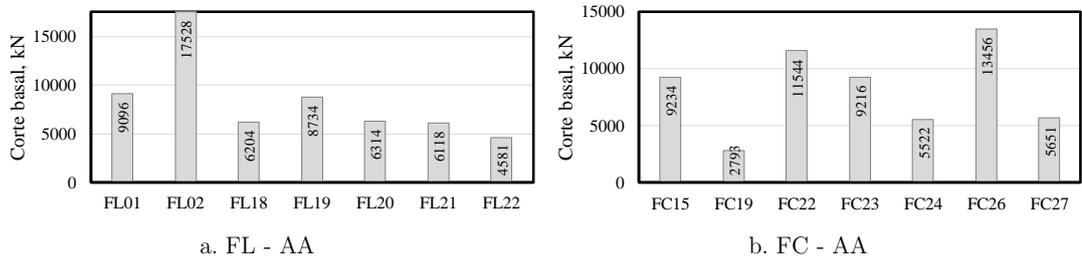
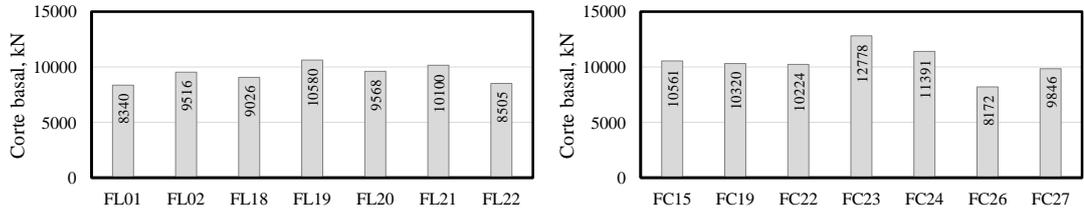
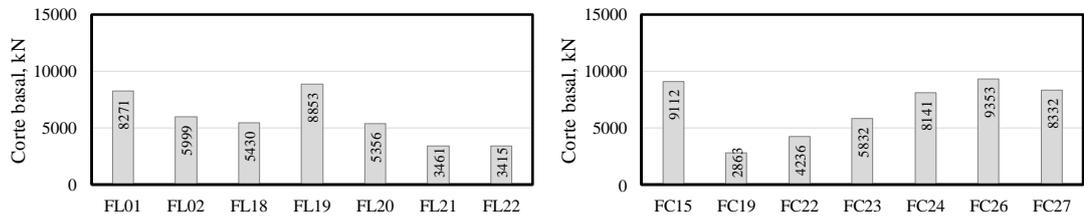


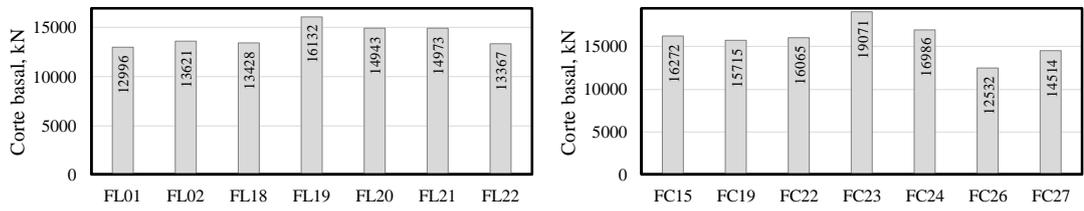
Figura C.24. Corte basal máximo en dirección X para TMC.



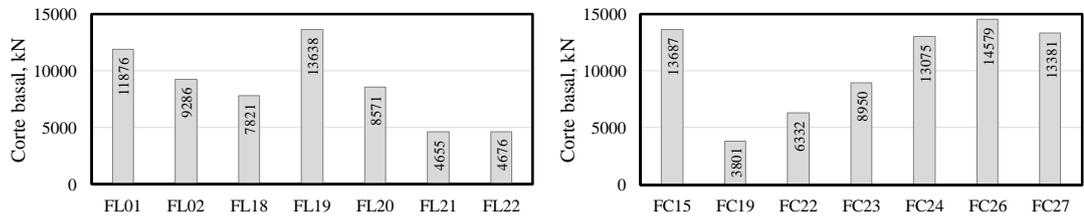
a. FL - AE  
b. FC - AE  
Figura C.25. Corte basal máximo en dirección Y para TD.



a. FL - AA  
b. FC - AA  
Figura C.26. Corte basal máximo en dirección Y para TD.



a. FL - AE  
b. FC - AE  
Figura C.27. Corte basal máximo en dirección Y para TMC.



a. FL - AA  
b. FC - AA  
Figura C.28. Corte basal máximo en dirección Y para TMC.