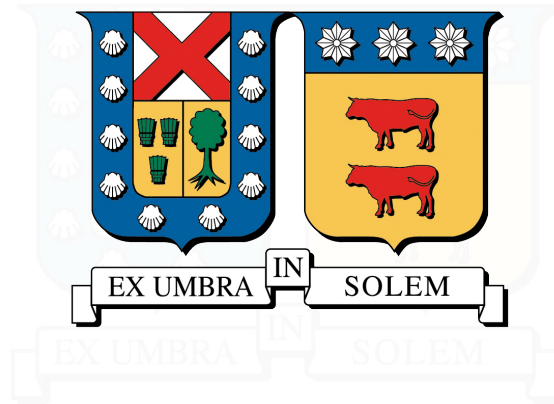


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO - CHILE



**EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA FRACCIÓN DE
AMORTIGUAMIENTO EN LAS PÉRDIDAS ECONÓMICAS ESPERADAS
DEBIDO A TERREMOTOS EN EDIFICIOS DE MARCOS DE ACERO
RESISTENTES A MOMENTO**

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

Álvaro Andrés Aravena Torres

como requisito parcial para optar al título de

Ingeniero Civil

y el grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Cristian Emanuel Cruz Doggenweiler.

9 de mayo de 2023

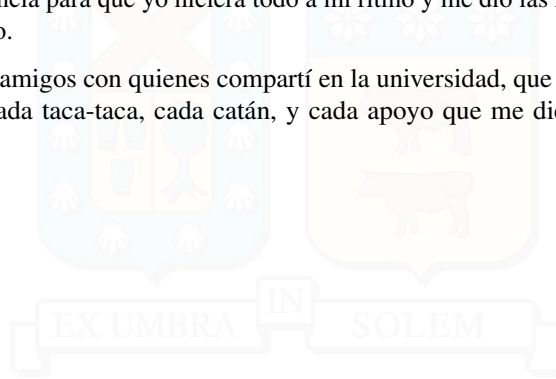
AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a Dios, por darme la oportunidad de estudiar. A mi familia, que siempre me dio el mejor contexto posible para estudiar, y se preocuparon por mí durante todo el tiempo que duró mi carrera. Me alentaron y comprendieron cuando estaba desanimado, y me soportaron cuando estaba estresado.

Quiero agradecer a mi profesor guía Cristian Cruz Doggenweiler que siempre estuvo dispuesto a ayudarme, y me tuvo paciencia para que yo hiciera todo a mi ritmo y me dio las herramientas necesarias para el desarrollo de este trabajo.

A cada uno de mis amigos con quienes compartí en la universidad, que hicieron que cada momento fuera mejor. Agradezco cada taca-taca, cada catán, y cada apoyo que me dieron, de la forma que haya sido,

Gracias



RESUMEN

La elección del nivel de amortiguamiento a utilizar en el análisis estructural suele ser tomado en base a recomendaciones de normas o de la literatura. Sin embargo, estas recomendaciones tienen asociada una incertidumbre que no es evaluada por el o la analista. Este trabajo busca evaluar la influencia de la variabilidad de la fracción de amortiguamiento en el desempeño sísmico de estructuras de acero, utilizando las pérdidas económicas esperadas como métrica de desempeño.

La metodología utilizada para la evaluación del desempeño sísmico es la ingeniería sísmica basada en el desempeño. Se analizaron 4 edificios de marcos de acero de distintas alturas, obtenidos de la literatura, diseñados de acuerdo a las normas estadounidenses, y para cada edificio se utilizaron 5 niveles de amortiguamiento, según recomendaciones obtenidas empíricamente. Cada edificio se modeló en OpenSEES, utilizando rótulas plásticas no lineales, tomando en cuenta el efecto P-delta, y amortiguamiento modal. Para evaluar la respuesta estructural a distintos niveles de intensidad sísmica se utiliza la metodología de análisis dinámico incremental de franjas múltiples, con 9 franjas y 40 registros por franjas.

Se obtuvo que la pérdida económica esperada es inversamente proporcional al nivel de amortiguamiento, y que este afecta mayoritariamente a la pérdida asociada a intensidades bajas. Los resultados muestran que mientras más alto es el edificio, menor es la pérdida económica esperada normalizada por el costo del edificio, y que el impacto de la variabilidad del amortiguamiento decrece con la altura. También, se muestra que el amortiguamiento afecta significativamente a la fragilidad de colapso de una estructura, principalmente en intensidades altas, y que a mayor amortiguamiento, menor es la probabilidad de colapso. Finalmente se obtuvo que la deriva de piso es más sensible a la variación de amortiguamiento que la aceleración máxima de piso.

Este trabajo busca aportar evidencia para la discusión acerca del nivel de amortiguamiento utilizado en el desempeño profesional de la ingeniería, y busca conscientizar acerca de la importancia de esta variable.

Índice de Contenidos

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos y Alcance	2
1.3. Organización del documento	2
2. Antecedentes	4
2.1. Amortiguamiento en una estructura	4
2.1.1. Recomendaciones de Amortiguamiento	5
2.1.2. Amortiguamiento en Modos Superiores	7
2.1.3. Nota Sobre el Modelamiento de Amortiguamiento en el Análisis No Lineal	9
2.1.4. Recomendaciones de Amortiguamiento en Normas Sísmicas	10
2.1.5. Variabilidad en el Amortiguamiento y sus Efectos en la Respuesta Estructural	11
2.1.6. Riesgo Sísmico en una Estructura	11
3. Marco Teórico	13
3.1. Introducción	13
3.2. Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño	13
3.3. Análisis de Amenaza Sísmica	15
3.3.1. Medida de Intensidad, IM	16
3.3.2. Selección de registros	16
3.3.2.1. Aceleración espectral en el periodo fundamental, $Sa(T_1)$	16
3.3.2.2. Aceleración espectral promedio, $Sa_{avg}(T_1)$	16
3.4. Estimación de la Respuesta Estructural	17
3.4.1. Parámetros de Demanda Ingenieril, EDP	17
3.4.2. Análisis Dinámico Incremental de Franjas Múltiples	17
3.4.3. Probabilidad de Colapso de una Estructura	20
3.5. Estimación de Daño	22
3.5.1. Estimación de Daño en el marco PBEE	23
3.5.2. Fragilidad de Demolición	25
3.6. Estimación de la Pérdida	26
3.6.1. Variables de Decisión	26
3.6.2. Pérdidas Económicas Esperadas dado un nivel de $EDP=edp$	26
3.7. Pronóstico de Pérdidas Económicas Esperadas en el marco PBEE	27
3.7.1. Pérdidas Económicas	30
3.7.2. Estimación de Pérdidas Económicas Esperadas en un Edificio	30
3.7.3. Pérdidas Económicas de un Edificio dado que no Colapsa y es Reparado	30
3.7.4. Pérdidas Económicas Debido al Colapso de la Estructura	32
3.7.5. Pérdidas Económicas Debido a Demolición de la Estructura dado que no Colapsa	33
3.7.6. Pérdidas Económicas Totales de una Estructura	34
3.7.7. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas en un Edificio	35
3.7.8. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas para elementos de un Edificio	37

3.7.9. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas dado el Colapso de un Edificio . . .	37
3.7.10. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas dada la Demolición de un Edificio .	39
4. Metodología	41
4.1. Introducción	41
4.2. Edificios Estudiados	41
4.2.1. Edificio de 4 pisos	41
4.2.2. Edificio de 9 pisos	42
4.2.3. Edificio de 20 pisos	43
4.2.4. Edificio de 50 pisos	44
4.3. Criterios para la Asignación de las Fracciones de Amortiguamiento Modal	46
4.3.1. Fracción de Amortiguamiento del Primer Modo	46
4.3.2. Fracción de Amortiguamiento de Modos Superiores	46
4.4. Análisis de Franjas Múltiples: Generalidades.	47
4.5. Amenaza Sísmica y Selección de Registros	48
4.5.1. Aceleración Espectral en el Primer Modo, $Sa(T_1)$	48
4.5.2. Aceleración Espectral Promedio, $Sa_{avg}(T_1)$	49
4.6. Modelamiento de la Respuesta Estructural	50
4.6.1. Modelamiento de las No Linealidades Provenientes del Material	50
4.6.2. Modelamiento de No Linealidades Geométricas	51
4.6.3. Colapso	51
4.6.4. Fragilidad de Colapso	51
4.7. Modelamiento del Daño y Pérdidas.	52
4.7.1. Componentes Estructurales y No Estructurales	52
4.8. Pérdidas Debido al Colapso de la Estructura	54
4.9. Pérdidas Económicas debido a Demolición de la Estructura dado que no Colapsa	54
4.10. Edificio de 4 Pisos	54
4.10.1. Masas y Cargas	54
4.10.2. Fracciones de Amortiguamiento Modal	54
4.10.3. Comportamiento Histerético	55
4.10.3.1. Distribución de Componentes por Piso	55
4.10.4. Curva de Amenaza Sísmica	56
4.11. Edificio de 9 Pisos	58
4.11.1. Fracciones de Amortiguamiento Modal	58
4.11.2. Comportamiento Histerético	58
4.11.3. Distribución de Componentes por Piso	59
4.11.4. Curva de Amenaza Sísmica	60
4.12. Edificio de 20 Pisos	62
4.12.1. Fracciones de Amortiguamiento Modal	62
4.12.2. Comportamiento Histerético	62
4.12.3. Distribución de Componentes por Piso	63
4.12.4. Curva de Amenaza Sísmica	64
4.13. Edificio de 50 Pisos	66
4.13.1. Masas y Cargas	66
4.13.2. Fracciones de Amortiguamiento Modal	66
4.13.2.1. Amortiguamiento Modal	67
4.13.2.2. Amortiguamiento tipo Rayleigh	67
4.13.3. Comportamiento Histerético	67
4.13.4. Distribución de Componentes por Piso	68
4.13.5. Curva de Amenaza Sísmica	69
5. Resultados	71
5.1. Introducción	71
5.2. Edificio de 4 Pisos	71

5.2.1.	Fragilidad de Colapso	71
5.2.2.	Pérdidas Económicas Esperadas	74
5.3.	Edificio de 9 Pisos	81
5.3.1.	Fragilidad de Colapso	81
5.3.2.	Pérdidas Económicas Esperadas	84
5.4.	Edificio de 20 Pisos	88
5.4.1.	Fragilidad de Colapso	88
5.4.2.	Pérdidas Económicas Esperadas	91
5.5.	Edificio de 50 Pisos	95
5.5.1.	Fragilidad de Colapso	95
5.5.2.	Pérdidas Económicas Esperadas	97
5.6.	Efecto del modelo de amortiguamiento para modos superiores	100
5.6.1.	Fragilidad de Colapso	100
5.6.2.	Pérdidas Económicas Esperadas	101
5.7.	Comparaciones entre Edificios	104
5.8.	Comparaciones entre EDP's	106
5.9.	Comparación de Componentes de los Edificios	112
5.9.1.	Elementos Estructurales y Elementos No Estructurales	113
5.9.2.	Componentes individuales	115
6.	Resumen y Conclusiones	125
6.1.	Introducción	125
6.2.	Conclusiones y Resultados	125
6.2.1.	Desagregación de las pérdidas económicas esperadas	125
6.2.2.	Pérdidas económicas esperadas anualizadas	126
6.2.3.	Pérdidas económicas esperadas de elementos estructurales y no estructurales	127
6.2.4.	Parámetros de demanda ingenieríl	127
6.2.5.	Componentes individuales	128
6.2.6.	Colapso de una estructura	129
6.2.7.	Medida de intensidad	129
6.2.8.	Modelos de amortiguamiento	130
6.2.9.	Conclusiones principales	130
6.2.10.	Supuestos y limitaciones	131
	Bibliografía	133
A.	Anexo A	137
A.0.1.	Registros utilizados en el edificio de 4 pisos, con $IM = Sa(T_1)$	137
A.0.2.	Registros utilizados en el edificio de 4 pisos, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$	147
A.0.3.	Registros utilizados en el edificio de 9 pisos, con $IM = Sa(T_1)$	156
A.0.4.	Registros utilizados en el edificio de 9 pisos, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$	165
A.0.5.	Registros utilizados en el edificio de 20 pisos, con $IM = Sa(T_1)$	174
A.0.6.	Registros utilizados en el edificio de 20 pisos, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$	183
A.0.7.	Registros utilizados en el edificio de 50 pisos, con $IM = Sa(T_1)$	192

Índice de Tablas

3.1. Sensibilidad de distintos elementos frente a parámetros de demanda ingenieril (FEMA, 1997).	20
4.1. Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizados por el costo de reemplazo del componente), parámetros para elementos estructurales (traducido de Ramirez (2009)).	53
4.2. Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizados por el costo de reemplazo del componente), parámetros para elementos no estructurales (traducido de Ramirez (2009)).	53
4.3. Fracciones de amortiguamiento modal del edificio de 4 pisos.	54
55table.caption.46	
4.5. Distribución de Componentes para Edificio de 4 Pisos.	56
4.6. Intensidades de cada franja para Edificio de 4 Pisos.	57
58table.caption.51	
4.8. Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 9 pisos.	59
4.9. Distribución de Componentes para Edificio de 9 Pisos (Ramirez, 2009).	60
4.10. Intensidades de cada franja para Edificio de 9 Pisos.	61
62table.caption.57	
4.12. Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 20 pisos.	63
4.13. Distribución de Componentes para Edificio de 20 Pisos (Ramirez, 2009).	64
4.14. Intensidades de cada franja para Edificio de 20 Pisos.	65
67table.caption.63	
4.16. Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 20 pisos (Molina et al., 2019).	68
4.17. Distribución de Componentes para Edificio de 50 Pisos (Ramirez, 2009).	69
4.18. Intensidades de cada franja para Edificio de 50 Pisos.	70
5.1. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.	72
5.2. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.	73
5.3. Tasa anual media de colapso, para $Sa(T_1)$ y $Sa_{avg}(T_1)$.	73
5.4. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 4 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.	75
5.5. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 4 pisos, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.	75
5.6. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa_c(T_1)$ como medida de intensidad.	82
5.7. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.	82
5.8. Tasa anual media de colapso, para $Sa(T_1)$ y $Sa_{avg}(T_1)$.	82
5.9. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 9 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.	84
5.10. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 9 pisos, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.	84

5.11. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 89

5.12. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad. 89

5.13. Tasa anual media de colapso, para $Sa(T_1)$ y $Sa_{avg}(T_1)$ 89

5.14. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 20 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 91

5.15. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 20 pisos, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad. 91

5.16. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 96

5.17. Tasa anual media de colapso para $Sa(T_1)$ 96

5.18. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 50 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 97

5.19. Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 101

5.20. Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 50 pisos, con distintos modelos de amortiguamiento. 102

5.21. Porcentaje de diferencia entre las pérdidas económicas esperadas de diferentes métodos. . . 102

5.22. Subgrupos considerados en este estudio (?) 113

A.1. Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 138

A.2. Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 139

A.3. Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 140

A.4. Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 141

A.5. Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 142

A.6. Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 143

A.7. Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 144

A.8. Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 145

A.9. Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$ 146

A.10. Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 147

A.11. Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 148

A.12. Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 149

A.13. Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 150

A.14. Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 151

A.15. Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 152

A.16. Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 153

A.17. Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 154

A.18. Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 155

A.19. Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 156

A.20. Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 157

A.21. Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 158

A.22. Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 159

A.23. Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 160

A.24. Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 161

A.25. Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 162

A.26. Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 163

A.27. Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$ 164

A.28. Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 9, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 165

A.29. Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 9, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 166

A.30. Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 9, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 167

A.31. Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 9, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 168

A.32. Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 9, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 169

A.33. Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 9, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ 170

A.34.Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 171

A.35.Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 172

A.36.Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 173

A.37.Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 174

A.38.Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 175

A.39.Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 176

A.40.Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 177

A.41.Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 178

A.42.Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 179

A.43.Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 180

A.44.Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 181

A.45.Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 20, con $IM = S a(T_1)$ 182

A.46.Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 183

A.47.Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 184

A.48.Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 185

A.49.Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 186

A.50.Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 187

A.51.Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 188

A.52.Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 189

A.53.Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 190

A.54.Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$ 191

A.55.Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 192

A.56.Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 193

A.57.Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 194

A.58.Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 195

A.59.Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 196

A.60.Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 197

A.61.Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 198

A.62.Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 199

A.63.Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 50, con $IM = S a(T_1)$ 200

Índice de Figuras

2.1. Altura del edificio H versus fracción de amortiguamiento del primer modo traslacional (Satake et al., 2003).	5
2.2. Variación de la fracción del amortiguamiento en función de la altura, para estructuras de acero y de hormigón armado (Bernal et al., 2015).	6
2.3. Variación de la fracción del amortiguamiento en función de la altura (Cruz y Miranda, 2021a).	7
2.4. Variación de la fracción del amortiguamiento en función de la altura para marcos de acero resistentes a momento, y para marcos de acero arriostrados (Cruz y Miranda, 2021a).	7
2.5. Fracción de amortiguamiento modal como función de la frecuencia modal de acuerdo al modelo de amortiguamiento de Rayleigh (Cruz y Miranda, 2017c).	9
2.6. Amortiguamiento modal en los modos superiores (Cruz y Miranda, 2017c).	9
2.7. Amortiguamiento en las normas TBI/LATBSDC (LATBSDC, 2020).	10
2.8. Espectros de respuesta para los terremotos de Imperial Valley (1979) y Northridge (1994).	11
3.1. Marco de trabajo de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (traducido de Moehle y Deierlein (2004).	14
3.2. Curva de Amenaza Sísmica.	15
3.3. Probabilidad de observar un determinado EDP a cierto nivel de intensidad sísmica, $f_{IDR IM}(IDR IM)$	18
3.4. Probabilidad de que una EDP supere un determinado valor, dado cada nivel de intensidad, $P(EDP > edp IM = im_i)$	19
3.5. Curva de fragilidad de colapso referencial.	21
3.6. Curva de Fragilidad con un estado de daño.	22
3.7. Procedimiento para calcular la probabilidad de observar daños en un elemento dado un Nivel de Intensidad.	24
3.8. Fragilidad de demolición de una estructura en función de la deriva residual.	25
3.9. Probabilidad de demoler la estructura en función de la Intensidad Sísmica dado que la estructura no colapsa.	26
3.10. Ejemplo de Pérdida esperada normalizada dado EDP.	27
3.11. Procedimiento para el cálculo de la Pérdida Esperada dado un $IM=im$	29
3.12. Pérdida Económica Esperada normalizada de una ventana.	30
3.13. Función de Pérdidas Económicas normalizada.	31
3.14. Pérdidas Económicas Esperadas normalizadas en un edificio dado que no colapsa y es reparado.	32
3.15. Pérdida esperada dado Colapso de un edificio referencial.	33
3.16. Pérdida esperada dado demolición condicionado a no colapso de un edificio referencial.	34
3.17. Pérdidas Económicas Totales de una Estructura referencial.	35
3.18. Procedimiento para el cálculo de la Desagregación de la Pérdida Económica Esperada de un edificio.	36
3.19. Procedimiento para el cálculo de la Desagregación de la Pérdida Económica Esperada debido al Colapso de un edificio.	38
3.20. Procedimiento para el cálculo de la Desagregación de la Pérdida Económica Esperada debido a la Demolición de un edificio.	40
4.1. Planta del Edificio de 4 pisos en estudio (Eads, 2013).	42

4.2. Elevación del Edificio de 4 pisos en estudio. 42

4.3. Edificio de 9 pisos en estudio (traducido de Ohtori et al. (2004)). 43

4.4. Edificio de 20 pisos en estudio (traducido de Ohtori et al. (2004)). 44

4.5. Edificio de 50 pisos en estudio (Molina et al., 2019). 45

4.6. Amortiguamiento de modos superiores para todos los casos del edificio de 50 pisos. 47

4.7. Curva de Amenaza Sísmica referencial, con ciertos niveles específicos de amenaza sísmica remarcados. 49

4.8. Curva de Amenaza Sísmica referencial, con ciertos niveles específicos de amenaza sísmica remarcados. 50

4.9. Modelo de deterioración de Ibarra-Medina-Krawinkler modificado y definición de los parámetros (traducido de Lignos et al. (2011)). 51

4.10. Ejemplo de resultados para el edificio de 9 pisos. 52

4.11. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 57

4.12. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral Promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 58

4.13. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 61

4.14. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral Promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 62

4.15. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 65

4.16. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral Promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 66

4.17. Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas. 70

5.1. Fragilidad de colapso para el edificio de 4 pisos. 73

5.2. Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 4 pisos en estudio. 74

5.3. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 4 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 76

5.4. Media de deriva de piso de los casos que no colapsan para el edificio de 4 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 77

5.5. Media de aceleraciones de piso de los casos que no colapsan para el edificio de 4 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. 78

5.6. Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 79

5.7. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 4 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 80

5.8. Resultados del edificio de 4 pisos, con ambas Medidas de Intensidad. 81

5.9. Resultados del edificio de 9 pisos. 83

5.10. Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 9 pisos en estudio. 83

5.11. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 9 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 85

5.12. Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 86

5.13. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 9 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 87

5.14. Resultados del edificio de 9 pisos. 88

5.15. Resultados del edificio de 20 pisos, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad 90

5.16. Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 20 pisos en estudio. 90

5.17. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 20 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 92

5.18. Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 93

5.19. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 20 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 94

5.20. Resultados del edificio de 20 pisos. 95

5.21. Probabilidad de colapso en todos los casos del Edificio de 50 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. 96

5.22. Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 50 pisos en estudio. 97

5.23. Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 50 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 98

5.24. Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 99

5.25. Resultados del edificio de 50 pisos. 100

5.26. Curva de fragilidad de colapso para distintos modelos de amortiguamiento. 101

5.27. Comparación entre la pérdida económica esperada anualizada para distintos modelos de amortiguamiento. 103

5.28. Desagregación de la pérdida económica esperada para distintos modelos de amortiguamiento. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 104

5.29. Comparación entre la pérdida económica esperada de todos los edificios estudiados. 105

5.30. Razón de Pérdidas Económicas Media, para todos los edificios con $Sa(T_1)$ como Medida de Intensidad. 106

5.31. Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos separados por EDP's, para todos los edificios 108

5.32. Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 4 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. 109

5.33. Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 4 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 109

5.34. Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 9 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 110

5.35. Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 9 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 110

5.36. Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 20 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 111

5.37. Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 20 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 111

5.38. Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 50 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 112

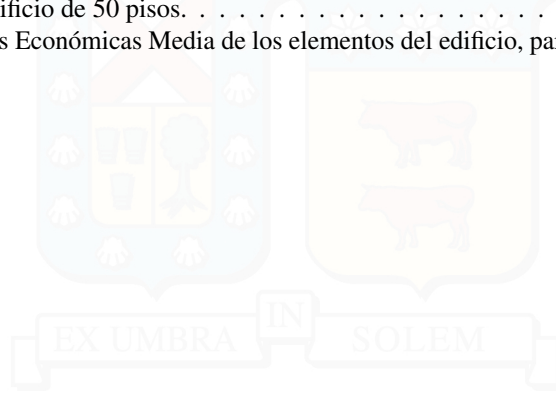
5.39. Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 50 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio. 112

5.40. Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos estructurales, no estructurales, dado colapso, y dado demolición, para todos los edificios, con $IM = Sa(T_1)$ 115

5.41. Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 4 pisos. 117

5.42. Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 4 pisos. 118

5.43. Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 9 pisos.	119
5.44. Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 9 pisos.	120
5.45. Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 20 pisos.	121
5.46. Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 20 pisos.	122
5.47. Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 50 pisos.	123
5.48. Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 50 pisos.	124



1 | Introducción

1.1. Motivación

La mayoría de los procedimientos de análisis estructural actuales consideran un modelo de amortiguamiento viscoelástico lineal para representar la disipación de energía proveniente de fuentes que no están explícitamente incluidas en el modelo estructural. Aunque estas fuentes no necesariamente se comportan de manera viscoelástica lineal, se ha demostrado que esta suposición proporciona resultados satisfactorios al reproducir la respuesta de edificios instrumentados (e.g., [Beck y Jennings 1980](#); [Cruz y Miranda 2017a](#); [McVerry 1980](#)). En este modelo, la matriz de amortiguamiento se puede construir a partir de un conjunto de fracciones de amortiguamiento modal que debe especificar cada ingeniero. A diferencia de otros parámetros dinámicos estructurales, como los períodos o las formas modales, las razones de amortiguamiento modal no se pueden calcular a partir de la masa y la rigidez del modelo. En consecuencia, el o la ingeniero estructural debe utilizar fórmulas empíricas para especificar sus valores.

En la literatura hay diversos estudios que brindan recomendaciones para las fracciones de amortiguamiento basadas en valores inferidos a partir de la respuesta registrada de edificios instrumentados (e.g., [Bernal et al. 2015](#); [Cruz y Miranda 2021a](#); [Satake et al. 2003](#)). Estas investigaciones muestran que la característica que controla principalmente la fracción de amortiguamiento de un edificio es su altura, y que el nivel de amortiguamiento disminuye con el aumento de la altura del edificio. [Cruz y Miranda \(2021a\)](#) demostraron que, para el primer modo, los edificios de menos de 21 m de altura tienen, en promedio, fracciones de amortiguamiento mayores que 5 %, mientras que los edificios con una altura de más de 21 m tienen fracciones de amortiguamiento menores que ese valor. El amortiguamiento disminuye significativamente para los edificios altos, [Cruz y Miranda \(2021a\)](#) muestran que los edificios de más de 150 m de alto tienen razones de amortiguamiento que en promedio son inferiores al 2 %. Sin embargo, guías actuales para el diseño sísmico de edificios altos limitan la razón de amortiguamiento en el nivel del terremoto máximo considerado (MCE_R) a un mínimo de 2.5 % (e.g., [LATBSDC 2020](#); [PEER 2017](#)).

Incluso si se fija la altura del edificio, existe variabilidad en las fracciones de amortiguamiento observadas. Las recomendaciones de amortiguamiento generalmente se obtienen mediante regresiones estadísticas y, por lo tanto, representan la mediana (o la media) del valor inferido de los datos observados. Sin embargo, existe una variabilidad significativa en los datos de amortiguamiento y, por lo tanto, la variación de estas regresiones suele ser grande. Por ejemplo, [Cruz y Miranda \(2021a\)](#) obtuvieron una desviación estándar logarítmica de $\sigma_{\ln \xi} = 0,42$. Esto significa que hay una probabilidad del 68 % de que el coeficiente de amortiguamiento de un edificio de 21 m de alto esté entre 3,3 % y 7,6 %. Del mismo modo, [Bernal et al. \(2015\)](#) reconocen que, aunque la razón de amortiguamiento – obtenida a través de la altura del edificio – sea del 5 %, podría estar realmente entre el 3 % y el 7 %, debido a la variabilidad. Si la fracción de amortiguamiento posee una alta variabilidad, la pregunta natural que surge es ¿cómo afecta esta variabilidad a la predicción del desempeño sísmico del edificio?

Desde una perspectiva de estimación de riesgos, la pregunta sobre la variabilidad en el amortiguamiento se puede formular de una manera diferente: si un ingeniero o ingeniera especifica la fracción de amortiguamiento media recomendada por una regresión, pero la fracción de amortiguamiento real del edificio está dentro de una (o dos) desviaciones estándar de la media, ¿cómo impacta esta diferencia en la estimación

de las pérdidas económicas esperadas del edificio debido a terremotos?

Esta investigación tiene por objetivo estimar la sensibilidad de las pérdidas económicas esperadas debido a terremotos en edificios, a cambios en la fracción de amortiguamiento de la estructura. Las pérdidas económicas esperadas se estimarán en base al marco de trabajo de la Ingeniería Sísmica basada en el Desempeño, desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (Krawinkler y Miranda 2004; Moehle y Deierlein 2004). Las variables de entrada para esta metodología se obtendrán a partir de datos recopilados por distintas investigaciones de edificios reales en California.

1.2. Objetivos y Alcance

Objetivo General:

Evaluar la influencia de la variabilidad del amortiguamiento en las pérdidas económicas esperadas anualizadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio de estructuras de marcos de acero.

Objetivos Específicos:

1. Evaluar la influencia del amortiguamiento en las pérdidas económicas anualizadas debido a terremotos en edificios de marcos de acero.
2. Evaluar el efecto de la fracción de amortiguamiento en el desempeño sísmico de los elementos estructurales, no estructurales, y componentes de la estructura.
3. Estudiar la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento de la fragilidad de colapso de una estructura.
4. Analizar la influencia de la medida de intensidad empleada en la pérdida económica calculada. En particular, estudiar las diferencias en el uso de la ordenada espectral evaluada en el modo fundamental de la estructura, $S_a(T_1)$, y la aceleración espectral promedio $S_{avg}(T_1)$.
5. Evaluar el impacto de distintos modelos de amortiguamiento (amortiguamiento modal vs Rayleigh) en la Pérdida Económica Esperada.

1.3. Organización del documento

En el capítulo 1 se exponen los antecedentes y motivaciones para la realización de este trabajo, así como también la organización de este informe.

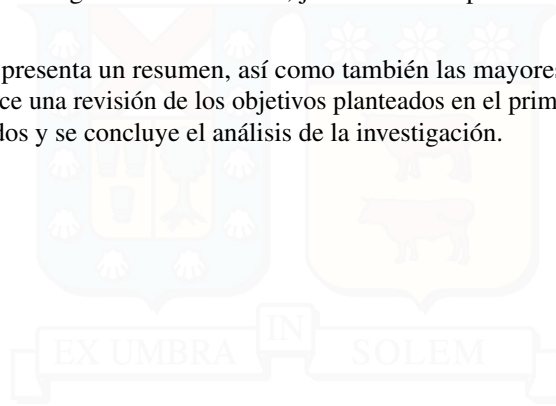
El capítulo 2 corresponde a una revisión de literatura enfocada al estudio del amortiguamiento en sistemas estructurales. De esta manera, se analiza el impacto del amortiguamiento en la respuesta estructural, así como también las investigaciones que estudian empíricamente el amortiguamiento en edificios monitoreados, las cuales recomiendan fórmulas para la obtención de la fracción de amortiguamiento tanto del primer modo, como de modos superiores. Finalmente, se examinan las recomendaciones de códigos y normas actuales referentes al amortiguamiento.

En el capítulo 3 se hace un resumen del marco teórico de este trabajo. Se explica y recapitula toda la metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño, y se exponen las metodologías necesarias para la selección de registros, medidas de intensidad, probabilidades de colapso, entre otros. También se explican supuestos necesarios para determinar el desempeño de los edificios estudiados.

El capítulo 4 consiste en una puntualización de la metodología utilizada, se presentan los edificios seleccionados para este estudio, y las características necesarias para su modelamiento, tales como: masas sísmicas, secciones de vigas y columnas, y parámetros que definen las rótulas plásticas consideradas. Se muestran, además, las curvas de amenaza sísmica para cada edificio, y para cada medida de intensidad. Para cada uno de estos, se designa una tabla que resume las componentes del mismo, y se entregan las curvas de fragilidad de cada elemento considerado.

En el capítulo 5, se exponen los resultados obtenidos de todos los edificios estudiados. Se muestran las desagregaciones para cada edificio, comparativas entre las pérdidas económicas anualizadas, con cada sub-caso de amortiguamiento y medida de intensidad. También se realiza un análisis de las componentes de cada edificio, considerando los elementos estructurales y no estructurales, indagando, de esta manera, qué componentes del edificio son más sensibles al amortiguamiento. Se observa así, el impacto del amortiguamiento en la fragilidad de colapso, y las pérdidas debido a la demolición de los edificios. Además, se estudia el impacto del modelo de amortiguamiento utilizado, junto con el impacto de la altura del edificio en las pérdidas esperadas.

En el capítulo 6 se presenta un resumen, así como también las mayores conclusiones obtenidas en este trabajo. Además, se hace una revisión de los objetivos planteados en el primer capítulo, se responden los planteamientos ahí realizados y se concluye el análisis de la investigación.



2 | Antecedentes

En el presente apartado se efectúa una revisión de literatura dedicada al estudio del amortiguamiento en estructuras. La primera parte, corresponde a una revisión histórica del amortiguamiento, un estudio del cómo se representan las pérdidas energéticas en el sistema, y la validez de dicha representación.

La mejor forma de conocer las fracciones de amortiguamiento de una estructura es a partir de su respuesta registrada. Por esta razón, la segunda parte de esta revisión se presenta un análisis de las investigaciones que infieren la fracción de amortiguamiento del primer modo, las cuales recomiendan fórmulas para su cálculo.

La tercera parte refiere al análisis de cómo distintas guías para el diseño sísmico de edificios altos especifican el nivel de amortiguamiento en la estructura. Se estudian las recomendaciones del TBI, LATBSDC, y ACHISINA. La cuarta parte de esta revisión analiza el modelamiento del amortiguamiento de modos superiores. Se listan los modelos más utilizados y se comparan con datos empíricos obtenidos a partir de la respuesta sísmica de edificios.

La quinta parte de esta revisión estudia cómo la variabilidad en la fracción de amortiguamiento afecta a la respuesta estructural. Finalmente, la última parte analiza el riesgo sísmico, presentando metodologías que permiten cuantificar este riesgo y entender su significado.

2.1. Amortiguamiento en una estructura

La naturaleza nos muestra que, si un sistema estructural es excitado, en un periodo de tiempo finito este vuelve a su estado de reposo. Esto se debe a que distintos elementos del sistema disipan energía. Parte de la energía disipada es en forma de calor, deformación, entre otras. El modelamiento de estas fuentes de disipación de energía puede ser complejo, poco práctico, o que incluso no se conozca bien el mecanismo de disipación de energía que está actuando (Cruz, 2017). Jacobsen (1930) propuso agrupar todas las fuentes de pérdidas de energía, y modelar su funcionamiento suponiendo que se comportan de manera viscoelástica lineal, es decir, que la fuerza disipativa es directamente proporcional a la velocidad. Si este supuesto se combina con un análisis modal, entonces el modelo viscoelástico lineal queda completamente definido por la fracción de amortiguamiento crítico ξ_n de cada modo de vibrar de la estructura. Numerosas investigaciones han comprobado que la utilización de este modelo permite reproducir la respuesta medida en edificios si se comporta linealmente (e.g., Şafak y Celebi 1991; Şafak y Çelebi 1992; Beck y Jennings 1980; McVerry 1980; Cruz y Miranda 2017a)

A diferencia de otras propiedades dinámicas de la estructura, como el periodo o las formas modales, no es posible calcular el valor de las fracciones de amortiguamiento crítico modal a partir de las propiedades mecánicas de la estructura; en consecuencia, para especificar el amortiguamiento se debe recurrir a recomendaciones basadas en estudios estadísticos. Diversos estudios muestran que la altura del edificio es el factor que mejor se correlaciona con la fracción de amortiguamiento del primer modo, y han propuesto fórmulas empíricas para calcular la fracción de amortiguamiento que debe utilizarse en este tipo de análisis (Bernal et al. 2015; Cruz y Miranda 2017a; Satake et al. 2003; Cruz y Miranda 2021a).

2.1.1. Recomendaciones de Amortiguamiento

Diversos autores han estudiado el amortiguamiento en estructuras (e.g., [Satake et al. 2003](#); [Bernal et al. 2015](#); [Cruz y Miranda 2021a](#)), y dan recomendaciones para la fracción de amortiguamiento del primer modo.

[Satake et al. \(2003\)](#) analizaron 137 estructuras de marcos de acero, 25 de construcciones de concreto reforzado, 43 de marcos de acero reforzados con concreto y 79 de estructuras tipo torre. La base de datos de amortiguamientos fue extraída del programa de evaluación del amortiguamiento en edificios, realizado por el comité evaluador del amortiguamiento del Instituto Arquitectónico de Japón. Dentro de la base de datos utilizada, se consideraron distintos métodos de identificación de sistemas, lo que añade incertidumbre a los resultados, provenientes del método utilizado. Se consideraron mediciones de distintas fuentes de vibración, tales como microterremotos, terremotos, ensayos en mesa vibradora y vientos. Se analizan distintas variables que se pueden relacionar con el amortiguamiento, tales como la altura del edificio (H), o el periodo fundamental del primer modo traslacional (T_1), también se analiza la influencia del tipo de edificación, el tipo de fundación, y el uso del edificio. De este estudio, se obtuvo que la fracción de amortiguamiento del primer modo decrece con la altura, y que se ve influenciado por el uso del edificio; los edificios que tienen particiones interiores en general tienen mayor amortiguamiento que los que no tienen. Los autores proponen una regresión para el cálculo del amortiguamiento del primer modo en función de la altura, esto se muestra en la Fig. 2.1. Una desventaja de este estudio, es que gran parte de la base de datos proviene de vibraciones ambientales o de baja amplitud, y se ha demostrado que el amortiguamiento es dependiente de la amplitud de la respuesta a bajas amplitudes ([Jeary 1986](#); [Li et al. 2000](#); [Tamura 2000](#); [Satake et al. 2003](#)).

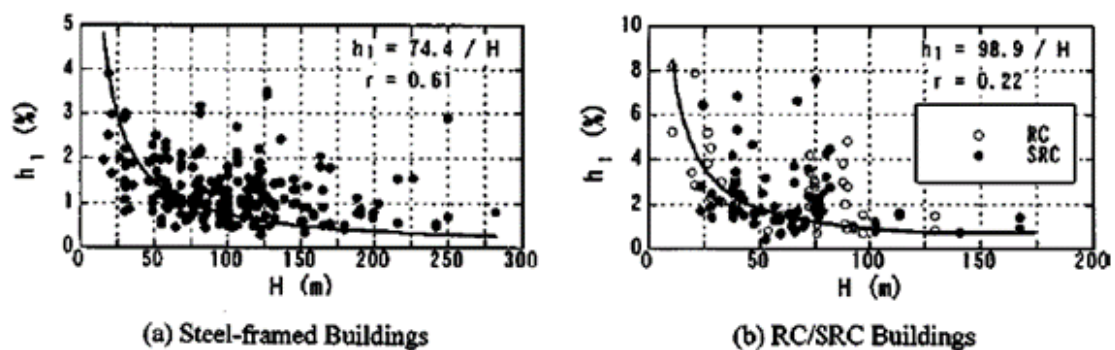


Figura 2.1: Altura del edificio H versus fracción de amortiguamiento del primer modo traslacional ([Satake et al., 2003](#)).

Más adelante, [Bernal et al. \(2015\)](#) analizaron 81 respuestas de estructuras de acero y 122 respuestas de estructuras de concreto tomadas de la base de datos de “California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP)”. En este estudio utilizaron una única técnica de identificación de sistemas, lo que disminuye la incertidumbre entre métodos; además, se indica en el estudio que sólo se tomaron en cuenta los resultados cuyo amortiguamiento del primer modo fuese lo suficientemente estable. También, la totalidad de las respuestas analizadas corresponden a sismos medidos en edificios. En este estudio se analizaron múltiples variables como regresores, y se obtuvo que la variable que mejor explica la variabilidad en los datos es la altura del edificio. Las Figuras 2.2a y 2.2b muestran estos resultados. Las variabilidades σ_1 encontradas fueron del orden de los 0.8. Sus resultados muestran que hay una alta variabilidad en el valor del amortiguamiento. Por ejemplo, si el amortiguamiento estimado medio para una altura es 5 %, el valor real podría estar entre 7 % y 3 %. Este estudio aporta valiosa información y recomendaciones de amortiguamiento, sin embargo, la muestra utilizada es limitada y está concentrada en edificios de mediana altura.

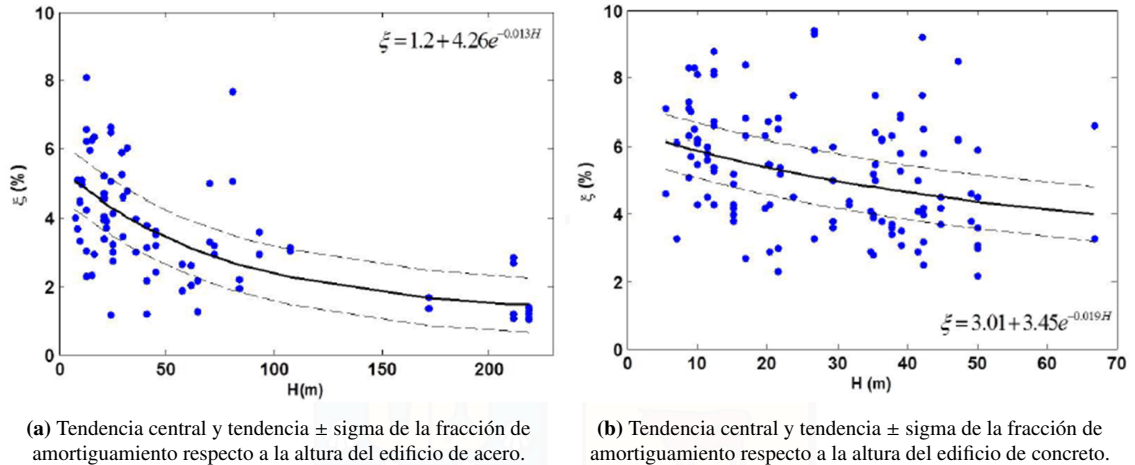


Figura 2.2: Variación de la fracción del amortiguamiento en función de la altura, para estructuras de acero y de hormigón armado (Bernal et al., 2015).

Recientemente, Cruz y Miranda (2021a) estudiaron 1335 respuestas sísmicas de edificios instrumentados en California, y estimaron las fracciones de amortiguamiento del primer modo utilizando una técnica de identificación de sistemas de minimización modal en el dominio del tiempo. Una de las grandes ventajas de este estudio es su base de datos, considerablemente mayor que los estudios anteriores, y toman en cuenta la influencia del tipo de material y el tipo de resistencia lateral (e.g., marcos de momento, marcos arriostrados, etc.). La Fig. 2.3 muestra los resultados que obtuvieron para la fracción de amortiguamiento del primer modo en función de la altura del edificio. Los autores no observaron diferencias estadísticamente significativas entre fracciones de amortiguamiento provenientes de edificios de hormigón armado con aquellas obtenidas de edificios de acero. Es importante notar que, aunque se obtiene una regresión que representa de buena manera los datos, se tiene una gran variabilidad en los mismos, la línea gruesa continua de la Fig. 2.3 representa la media de los datos, y la línea segmentada muestra los datos considerando la desviación estándar. En la Fig. 2.4 se muestran regresiones correspondientes a marcos arriostrados de acero y marcos de momento de acero. Se obtuvo que, en promedio, los marcos de momento de acero tienen mayores fracciones de amortiguamiento que los marcos arriostrados de acero y que esta diferencia es estadísticamente significativa (95 % de intervalos de confianza). Esto puede deberse a varios factores, algunos de estos son la forma espectral, la interacción suelo-estructura y las deformaciones de corte contra las deformaciones por flexión.

Todos los estudios analizados anteriormente probaron distintos regresores para ajustar la fracción de amortiguamiento del primer modo en un edificio (e.g., la altura del edificio, la amplitud de la respuesta, el material, tipo de fundación, entre otros) y en todos se concluye que la variable que mejor se ajusta a esto es la altura, sin embargo, todos concluyen que la variabilidad encontrada es alta.

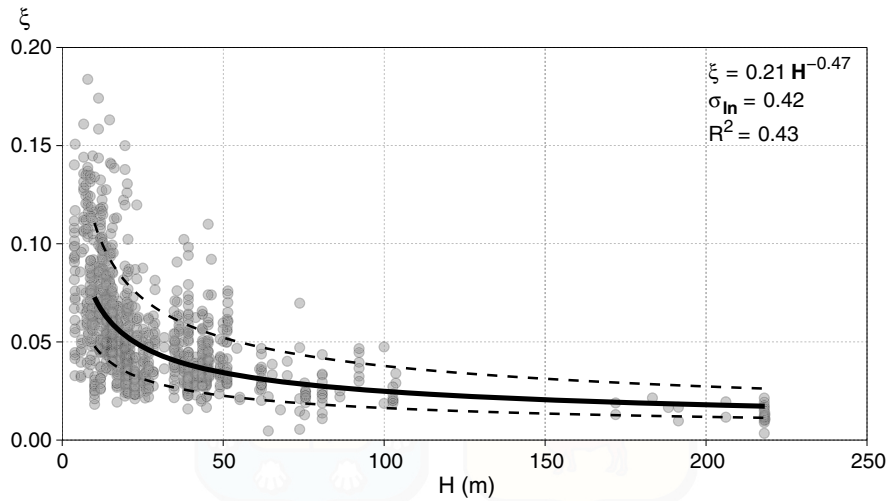


Figura 2.3: Variación de la fracción del amortiguamiento en función de la altura (Cruz y Miranda, 2021a).

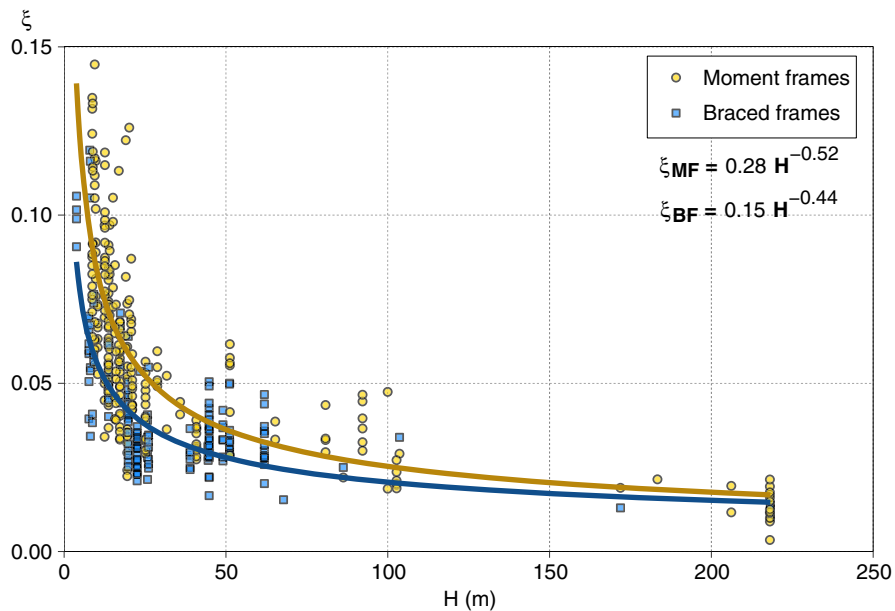


Figura 2.4: Variación de la fracción del amortiguamiento en función de la altura para marcos de acero resistentes a momento, y para marcos de acero arriostrados (Cruz y Miranda, 2021a).

2.1.2. Amortiguamiento en Modos Superiores

Un sistema estructural de múltiples grados de libertad usualmente puede modelarse a partir de su ecuación diferencial de movimiento, mostrada en la Ec. (2.1).

$$[M] \cdot \ddot{x} + [C] \cdot \dot{x} + [K] \cdot x = P \quad (2.1)$$

La ecuación diferencial está definida por la matriz de rigidez del sistema estructural, $[K]$, la matriz de masa, $[M]$, y la matriz de amortiguamiento, $[C]$, P es una fuerza externa. La matriz de $[K]$ y $[M]$ están

definidas por las propiedades mecánicas del edificio (i.e., configuraciones entre masa y rigidez del sistema), sin embargo, esto no necesariamente se cumple para la matriz de $[C]$. Si bien el análisis no lineal no utiliza superposición modal, las fracciones de amortiguamiento se utilizan para construir la matriz $[C]$. Para resolver este problema, en la práctica se utilizan mayoritariamente 2 métodos, el amortiguamiento proporcional (usualmente conocido como amortiguamiento tipo Rayleigh), y el amortiguamiento modal.

El amortiguamiento proporcional fue presentado por John W. [Strutt](#) (aka Lord Rayleigh) en 1877. Rayleigh propone una solución para desacoplar el sistema de ecuaciones de movimiento, asumiendo que la matriz de amortiguamiento, $[C]$, es una combinación lineal entre las matrices de masa y rigidez, $[M]$ y $[K]$ ([Strutt, 1894](#)), respectivamente. Esto es:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad (2.2)$$

Las constantes a_0 y a_1 se calculan de modo de que la fracción de amortiguamiento en 2 modos de la estructura correspondan a valores especificados por el usuario. Estas constantes se pueden calcular a partir del sistema ecuaciones dado por la Ec. (2.3) al fijar la fracción de amortiguamiento de dos modos distintos. Una vez obtenidas las constantes, el amortiguamiento del n-ésimo modo, ξ_n , sólo requiere la frecuencia circular del n-ésimo modo, ω_n .

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{\omega_n a_1}{2} \quad (2.3)$$

Lo propuesto por Rayleigh se muestra en la Fig. 2.5. La figura muestra que el amortiguamiento tipo Rayleigh es dependiente de la frecuencia del modo n y que es la suma de la componente proporcional a la rigidez y la masa. La componente proporcional a la rigidez crece linealmente con la frecuencia, por otro lado, la componente proporcional a la masa se comporta como una hipérbola (es decreciente y con asíntota en 0). Este modelo es por lejos el más utilizado y se encuentra implementado en la mayoría de los programas de análisis estructural.

El amortiguamiento modal construye la matriz $[C]$ imponiendo la fracción de amortiguamiento en todos los modos. Para utilizar este método es necesario estimar el valor del amortiguamiento en todos los modos, y al igual que para el amortiguamiento del primer modo, se puede recurrir a recomendaciones empíricas. Un reciente estudio sobre el amortiguamiento en modos superiores fue realizado por [Cruz y Miranda \(2017c\)](#). En este estudio, los autores realizaron identificación de sistemas en un total de 24 edificios de California, que incluyen marcos de acero y concreto reforzado, con distintos sistemas de resistencia lateral (e.g., marcos de momento, marcos de acero arriostrado, etc.), sometidos a 46 terremotos (119 respuestas sísmicas) proponiendo fórmulas empíricas que relacionan la frecuencia del modo n con el amortiguamiento del modo n. Para exponer los resultados, [Cruz y Miranda \(2017c\)](#) normalizaron el amortiguamiento y la frecuencia de los modos superiores por el valor de estas mismas variables en el primer modo, es decir, si el amortiguamiento del modo "n" se expresa como ξ_n , y el amortiguamiento del primer modo como ξ_1 , entonces el amortiguamiento normalizado por el primer modo es ξ_n/ξ_1 , de la misma forma, utilizando la frecuencia del modo "n" y la frecuencia del primer modo, la normalización queda como f_n/f_1 , respectivamente. Los autores obtuvieron que el amortiguamiento en modos superiores es creciente con la frecuencia, y que la relación es aproximadamente lineal, como se muestra en la Fig. 2.6. En su estudio, propusieron la Ec. (2.4) para el cálculo del amortiguamiento de los modos superiores, donde γ puede considerarse 0.11 para edificios de marco de momento de acero, 0.13 para edificios con refuerzos de acero, y 0.12 para otros edificios.

$$\xi(f) = \xi_1 \left[1 + \gamma \left(\frac{f_n}{f_1} - 1 \right) \right] \quad (2.4)$$

Estudios recientes sugieren que la fracción de amortiguamiento modal no crece indefinidamente con la frecuencia modal, sino que se satura ([Cruz y Miranda 2021b](#); [Cruz y Miranda 2017b](#)), por lo que en este trabajo se decidió limitar el amortiguamiento de modos superiores a un máximo de 3 veces el amortiguamiento del primer modo.

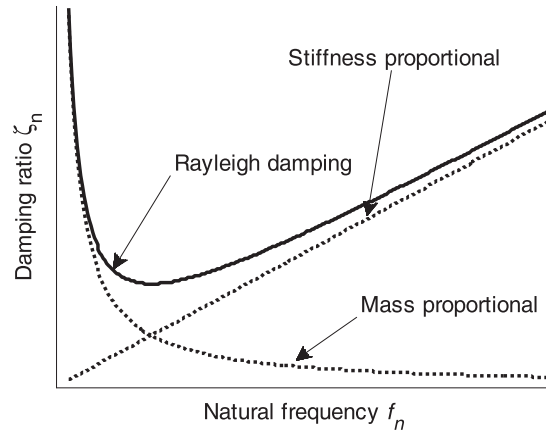


Figura 2.5: Fracción de amortiguamiento modal como función de la frecuencia modal de acuerdo al modelo de amortiguamiento de Rayleigh (Cruz y Miranda, 2017c).

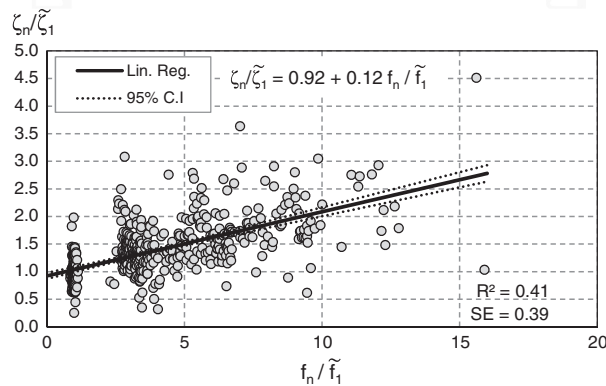


Figura 2.6: Amortiguamiento modal en los modos superiores (Cruz y Miranda, 2017c).

2.1.3. Nota Sobre el Modelamiento de Amortiguamiento en el Análisis No Lineal

Cómo modelar el amortiguamiento para el análisis no lineal de estructuras sometidas a terremotos es un tema que aún no está resuelto y, a la fecha, es motivo de debate. A diferencia de los distintos estudios mencionados anteriormente, donde se infieren fracciones de amortiguamiento a partir de la respuesta estructural elástica, a la fecha no existen estudios masivos donde sistemáticamente se analice la fracción de amortiguamiento de edificios instrumentados que incurran significativamente en su rango inelástico. Esto principalmente debido a que hay muy pocos datos de edificios instrumentados que hayan incurrido en este tipo de deformaciones durante terremotos. En consecuencia, ninguno de los modelos de amortiguamiento para el análisis no lineal disponibles en la literatura ha sido verificado empíricamente.

Se han propuesto diversos modelos para simular el amortiguamiento de estructuras en su rango inelástico. Muchos de ellos se basan en adaptar el modelo de Rayleigh, por ejemplo, considerando la rigidez inicial del sistema, o la rigidez tangente, o limitando el rango de valores que pueden tomar las fracciones de amortiguamiento modal (e.g., Hall 2006; Charney 2008; Smyrou et al. 2011; Luceo y Lanzi 2017)

Muchos de los modelos de amortiguamiento que se han propuesto generan consecuencias no deseadas en la respuesta estructural. La consecuencia más notoria es la aparición de fuerzas excesivamente altas en algunos grados de libertad de la estructura (Bernal, 1994). Estas fuerzas aparecen debido a que no existe un

mecanismo físico que limite su valor, a diferencia de la fuerza restitutiva debido a deformaciones - que se limita cuando los materiales alcanzan su límite elástico. Recientemente, [Chopra y McKenna \(2016\)](#) mostraron que al emplear un modelo de amortiguamiento modal, en vez de proporcional, se evita la aparición de fuerzas espúreas. Este resultado, combinado con las recomendaciones de amortiguamiento de Cruz y Miranda ([2017c, 2021a](#)), sugiere que utilizar un modelo de amortiguamiento modal es una buena opción para la simulación de la respuesta estructural en su rango inelástico.

El análisis de los distintos modelos de amortiguamiento disponibles para el análisis tiempo-historia no lineal escapa al alcance de esta investigación.

2.1.4. Recomendaciones de Amortiguamiento en Normas Sísmicas

Las normas estructurales en la ingeniería civil regulan las necesidades mínimas que debe tener una estructura para considerarse segura. En la práctica ingenieril, existen distintas normas y guías de diseño que proveen recomendaciones para definir la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura. Por ejemplo, el Tall Building Initiative (TBI) ([2017](#)) y Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC) ([2020](#)) son guías de diseño para edificios altos; estas tienen como finalidad proporcionar un enfoque basado en el desempeño para el diseño sísmico y el análisis de edificios altos con un desempeño predecible y seguro ante un sismo. Estas guías de diseño indican que el amortiguamiento no debe exceder lo indicado por la Ec. (2.5), no obstante, impone un límite máximo para el amortiguamiento, siendo este un 5 %, y un límite mínimo del 2.5 % para el Terremoto Máximo Considerado (MCE_R). Normas como la NCh433 o ASCE 7-16, utilizadas para el diseño estructural, especifican implícitamente que el amortiguamiento de todos los modos de la estructura debe ser 5 %. En Chile, [ACHISINA \(2017\)](#) provee una guía de diseño que recomienda utilizar un amortiguamiento de 2,5 % en todos los modos.

$$\xi_{critical} = \frac{3.6}{\sqrt{H}} \leq 0.05, \text{ con H en pies} \quad (2.5)$$

La Ec. (2.5) está basada en los trabajos de [Cruz y Miranda \(2021a\)](#), y [Bernal et al. \(2015\)](#). Gráficamente, lo expuesto por el TBI/LATBSDC se muestra en la Fig. 2.7. Ambas normas indican que es posible utilizar tanto amortiguamiento modal, como Rayleigh, dejando esto al criterio del ingeniero a cargo.

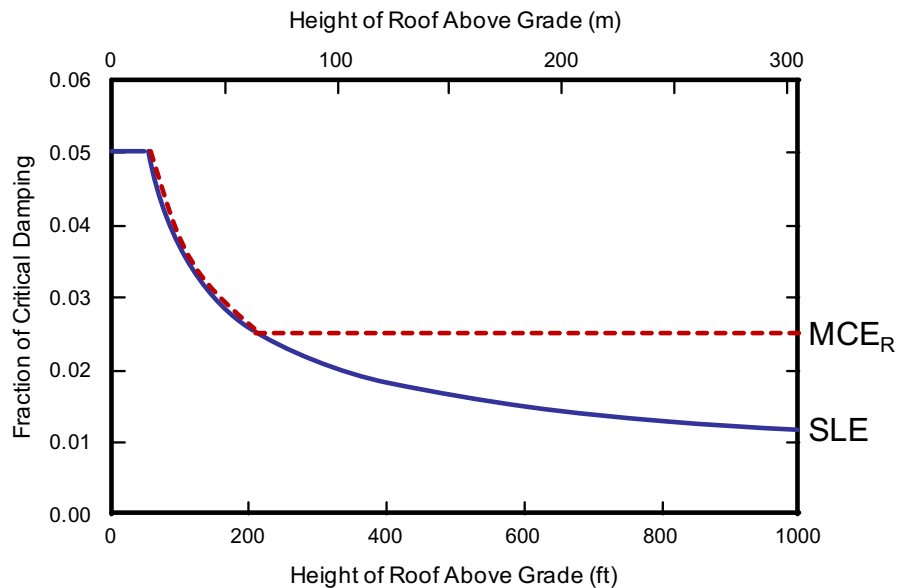


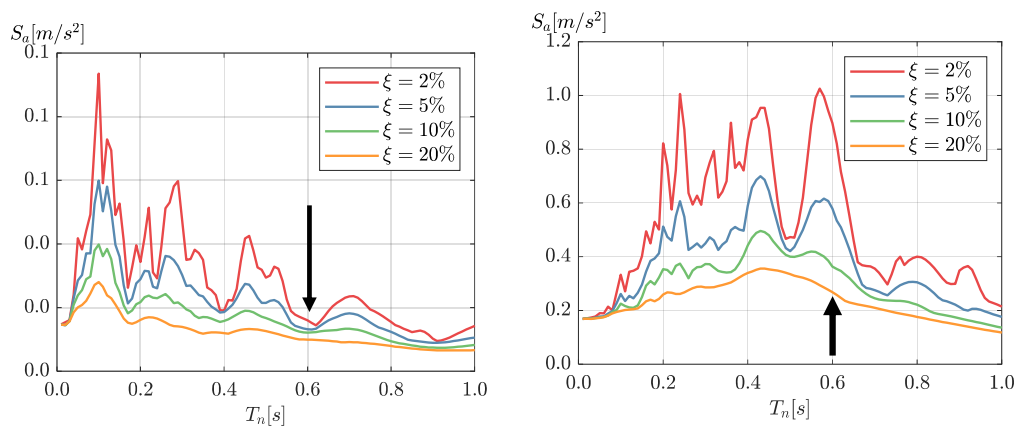
Figura 2.7: Amortiguamiento en las normas TBI/LATBSDC ([LATBSDC, 2020](#)).

2.1.5. Variabilidad en el Amortiguamiento y sus Efectos en la Respuesta Estructural

Todos los estudios anteriores muestran que existe una alta variabilidad en las fracciones de amortiguamiento inferidas a partir de la respuesta registrada de edificios. Por ejemplo, en el estudio de [Bernal et al. \(2015\)](#) se reporta que si bien el amortiguamiento de una estructura a partir de su altura es de 5 %, el amortiguamiento real podría estar entre 7 % y 3 %. Una conclusión similar se llega a través del estudio de [Cruz y Miranda \(2021a\)](#), cuya desviación estándar logarítmica es de $\sigma_{\ln\xi}=0.42$, esto es, que hay una probabilidad del 68 % que la razón de amortiguamiento de un edificio de 21 m, por ejemplo, esté entre el 3.3 % y el 7.6 %.

La pregunta que surge a partir de la variabilidad del amortiguamiento es, ¿cómo afecta esto a la respuesta estructural? Para responder a esta pregunta analizaremos los espectros de respuesta del sismo de Imperial Valley de 1979, en la estación El Centro Array #1, y del sismo de Northridge de 1994, en la estación Big Tujunga, Angeles Nat F. La Fig. 2.8 muestra los espectros de respuesta de los sismos anteriormente mencionados, con 4 valores de amortiguamiento, partiendo por 2 %, luego en 5 %, 10 %, y finalmente en 20 %.

Para ambos sismos se observa que una disminución en la fracción de amortiguamiento significa un gran aumento en el espectro de aceleraciones. Sin embargo, en el periodo cercano a 0.6 [s] (marcado con una flecha en la Fig. 2.8), el espectro del terremoto de Imperial Valley es prácticamente indiferente al cambio de fracción de amortiguamiento, caso contrario ocurre con el de Northridge, que en ese mismo periodo tiene un peak. Esto muestra que la respuesta de un sistema tiene una variabilidad terremoto a terremoto, y que el efecto del amortiguamiento depende del contenido en frecuencias del terremoto, es decir, si el edificio se encuentra en un peak o un valle del espectro, por lo que un error en la elección del amortiguamiento de la estructura puede afectar enormemente a la respuesta del mismo.



(a) Espectros de respuesta del terremoto de Imperial Valley, estación "El Centro Array 1", dirección horizontal 1, 1979. (b) Espectros de respuesta del terremoto de Northridge, estación "Big Tujunga Angeles Nat F", dirección horizontal 1, 1994.

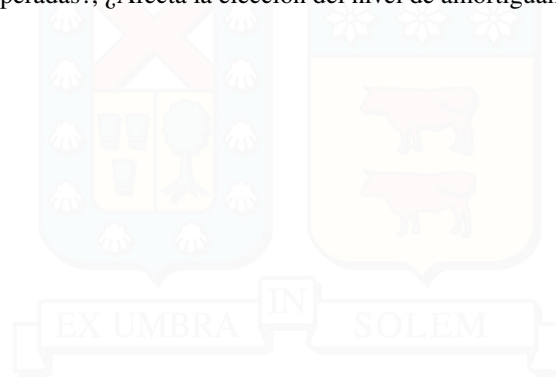
Figura 2.8: Espectros de respuesta para los terremotos de Imperial Valley (1979) y Northridge (1994).

2.1.6. Riesgo Sísmico en una Estructura

[Moehle y Deierlein \(2004\)](#) definen la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE, en inglés) como un método que apunta a disminuir el riesgo en la toma de decisiones de los clientes, informándolos en términos entendibles para ellos, tales como pérdidas económicas, pérdidas de vidas o tiempo de inactividad post-sismo.

En el análisis del desempeño estructural una parte crucial es la simulación de la respuesta estructural.

Como se vio en las subsecciones anteriores, el amortiguamiento puede afectar significativamente a la respuesta estructural. Por ejemplo, si se comete un error en la especificación de la fracción de amortiguamiento, asignando un valor menor al que realmente posee la estructura, la demanda sísmica que experimentará la estructura durante un terremoto podría ser mucho mayor a la estimada originalmente. Debido a la alta variabilidad observada en fracciones de amortiguamiento inferidas a partir de estructuras instrumentadas, es muy probable que las fracciones de amortiguamiento especificadas no coincidan con las que realmente tenga la estructura. La pregunta que motiva a este estudio es, ¿Cómo afecta la variabilidad del amortiguamiento en las pérdidas económicas esperadas?, ¿Afecta la elección del nivel de amortiguamiento, o el resultado final es indiferente a este?



3 | Marco Teórico

3.1. Introducción

En este capítulo se explica el marco teórico en el cual se desarrolla esta investigación. En la primera parte se aclara y detalla el marco de trabajo de la ingeniería sísmica basada en el desempeño. Luego, se indica detalladamente las 4 etapas de este marco de trabajo: análisis de la amenaza sísmica, la estimación de la respuesta estructural, la estimación de daños y la estimación de las pérdidas económicas.

Dentro del análisis de la amenaza sísmica, se presenta una explicación de dicho concepto, así como también del concepto de medidas de intensidad. Dentro de este último concepto, se explican distintas medidas de intensidad y sus pros y contras.

La siguiente etapa de este marco teórico es explicar la estimación de la respuesta estructural. En esta sección se expone el concepto de los parámetros de demanda ingenieril, cómo manejarlos en la ingeniería sísmica basada en el desempeño, y sus implicaciones en la respuesta estructural. Con esto, se explica igualmente la probabilidad de colapso de una estructura a partir de la respuesta estructural.

La tercera etapa es la estimación de daños. En esta sección se explica el concepto de medidas de daño. Se expone el concepto de curva de fragilidad, y la metodología para la estimación del daño de un elemento. También se explica el concepto de fragilidad de demolición de una estructura y cómo calcularla.

La cuarta y última etapa del marco de trabajo de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, es la estimación de la pérdida. En este capítulo se explica el concepto de variables de decisión y pérdidas esperadas. Se expone la metodología para la estimación de la pérdida económica de un elemento.

Para finalizar este marco teórico, se muestra el procedimiento para el cálculo de la pérdida económica esperada de un edificio y la desagregación de las pérdidas económicas.

3.2. Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño

La Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (en inglés, PBEE) es una metodología que permite estimar y tomar en cuenta de forma racional las incertidumbres en el comportamiento sísmico de la estructura en las distintas variables. El PBEE se basa en la premisa de que el desempeño puede predecirse y evaluarse de forma cuantificable. Esto permite, en conjunto con el cliente, tomar decisiones racionales e informadas basadas en el ciclo de vida completo de la estructura, en vez de enfocarse sólo en minimizar costos de construcción (Krawinkler y Miranda, 2004). Por ejemplo, PBEE permite estimar la pérdida económica esperada debido a acciones sísmicas para un edificio en los próximos 50 años, incluyendo daños estructurales, no estructurales, y costos debido a la posible inutilización del edificio.

El Pacific Earthquake Engineering Center (PEER) ha desarrollado un marco de trabajo para la ingeniería sísmica basada en el desempeño (Moehle y Deierlein, 2004). Dada la incertidumbre y variabilidad inherente en el desempeño sísmico de una estructura, la metodología se formaliza dentro de una base probabilística. El marco probabilístico de trabajo se muestra en la Fig. 3.1, y se basa en 4 etapas principales:

análisis de amenaza sísmica, análisis estructural y no estructural, análisis de daños, y análisis de pérdidas. Los resultados de cada paso se caracterizan matemáticamente por las siguientes variables generalizadas: **Medida de Intensidad (IM)**, **Parámetro de Demanda Ingenieril (EDP)**, **Medida de Daño (DM)**, y **Variable de Decisión (DV)** respectivamente. Cada variable supone que la variable del paso anterior es un evento que ya ocurrió. Por ejemplo, podemos caracterizar la probabilidad de que ocurra un determinado nivel de respuesta estructural dado que ocurrió un terremoto de intensidad IM, $P[EDP|IM]$; o bien, estimar la probabilidad de observar un nivel de daño en un elemento dado que la estructura experimenta un determinado nivel de respuesta, $P[DM|EDP]$. Finalmente, el marco de trabajo estima la pérdida económica esperada a partir de los resultados de estas cuatro etapas empleando el teorema de las probabilidades totales, como se describe en la sección siguiente.

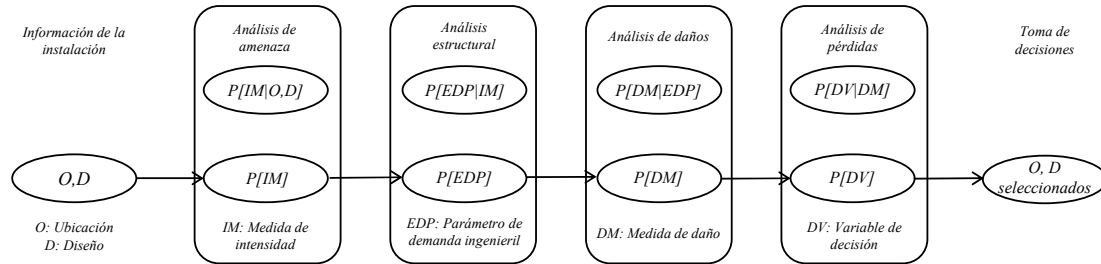


Figura 3.1: Marco de trabajo de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (traducido de Moehle y Deierlein (2004)).

El primer paso se refiere a un análisis de amenaza sísmica, el cual evalúa una o más **Medidas de Intensidad (IM)** de un sismo. Una medida de intensidad es un parámetro que describe la severidad de un sismo (Luco y Cornell (2007)). Un ejemplo de medida de intensidad típica es la máxima aceleración de suelo (PGA) o la aceleración espectral ($Sa(T_1)$). El Análisis de Amenaza Sísmica evalúa la frecuencia anual media con la que se excede un determinado valor de una medida de intensidad IM. Normalmente, la amenaza sísmica se caracteriza mediante una curva que representa la frecuencia anual de excedencia λ_{IM} en función de la medida de intensidad IM para una locación específica. Junto con determinar un correcto IM, el análisis de amenaza sísmica incluye la apropiada selección de registros sísmicos para el análisis de tiempo historia.

Una vez caracterizada la curva de amenaza sísmica, el siguiente paso es simular la respuesta estructural para calcular la distribución probabilística de distintos **Parámetros de Demanda Ingenieril (EDP)** condicionados a algún nivel determinado de intensidad sísmica. Los EDP caracterizan la respuesta en términos de deformaciones, aceleraciones, velocidades, fuerzas, u otra variable deseada. La relación entre EDP e IM se obtiene típicamente de una serie de simulaciones numéricas, con el objetivo de obtener la probabilidad condicional $P(EDP|IM)$, es decir, la probabilidad de que se supere cierto valor de EDP dado un nivel de IM.

El siguiente paso en el proceso es realizar un análisis de daños, el cual relaciona los EDPs con la probabilidad de observar daños en los distintos componentes de la estructura. Los daños se caracterizan mediante **Medidas de Daño (DM)**, las cuales describen los daños físicos de la instalación y las asocian a acciones (ya sea de reparación o demolición). Las DM incluyen los daños a elementos estructurales, no estructurales y contenidos, con el fin de cuantificar las reparaciones necesarias, tanto del funcionamiento como de la seguridad de vida. La probabilidad condicional se expresa como $P(DM|EDP)$ y se obtiene a partir de curvas de fragilidad.

El paso final es calcular las **Variables de Decisión (DV)**, en los términos que sean significativos para quienes toman las decisiones. Generalmente, como una variable de decisión se utiliza una de estas tres métricas: pérdidas económicas, tiempo de inactividad, o fatalidades (Krawinkler y Miranda, 2004). La probabilidad condicional se expresa como $P(DV|DM)$.

La metodología puede expresarse como una triple integral en términos de el teorema de las probabili-

dades totales, donde se obtiene es la frecuencia anual media de excedencia de DV, $\nu(DV)$:

$$\nu(DV) = \iiint G\langle DV|DM \rangle dG\langle DM|EDP \rangle dG\langle EDP|IM \rangle d\lambda(IM) \quad (3.1)$$

Donde $\lambda(IM)$ es la frecuencia anual media de la amenaza sísmica, $G\langle EDP|IM \rangle$ es la probabilidad de exceder un determinado nivel de respuesta estructural, dado un IM, $G\langle DM|EDP \rangle$, es la probabilidad de exceder un estado de daño, dado un EDP, y $G\langle DV|DM \rangle$ es la probabilidad de exceder una variable de decisión, dado un valor particular de DM.

3.3. Análisis de Amenaza Sísmica

El primer paso para la evaluación del desempeño estructural es caracterizar correctamente la amenaza sísmica. La amenaza sísmica, λ_{IM} , se expresa como la frecuencia media anual con la que se excede una determinada intensidad sísmica. Dicha amenaza se caracteriza mediante un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés). Un PSHA requiere caracterizar la geometría de todas las fuentes sismogénicas cercanas al sitio de interés, así como la recurrencia con la cual generan terremotos. Adicionalmente, un PSHA requiere estimar la probabilidad de exceder un determinado valor de una medida de intensidad sísmica mediante ecuaciones predictoras del movimiento sísmico, las cuales se calibran estadísticamente en base a información de terremotos pasados. El producto final de un análisis de amenaza sísmica es una curva de amenaza sísmica. La curva de amenaza sísmica representa la frecuencia anual media en que se excede un determinado nivel de intensidad sísmica en el sitio de interés. Como ejemplo, la Fig. 3.2, muestra una curva de amenaza sísmica, utilizando como medida de intensidad la aceleración espectral en un periodo de $T = 1.33$ s. Es importante notar la escala logarítmica del gráfico. Se observa que las intensidades bajas tienen un nivel de amenaza muchos ordenes de magnitud mayores que las intensidades altas. Esto quiere decir que las intensidades bajas ocurren frecuentemente, ya que muchos sismos son capaces de generarlas. En contraparte, las intensidades altas tienen una recurrencia muy baja, debido a que los sismos capaces de generarlas tienen una muy baja probabilidad de ocurrencia.

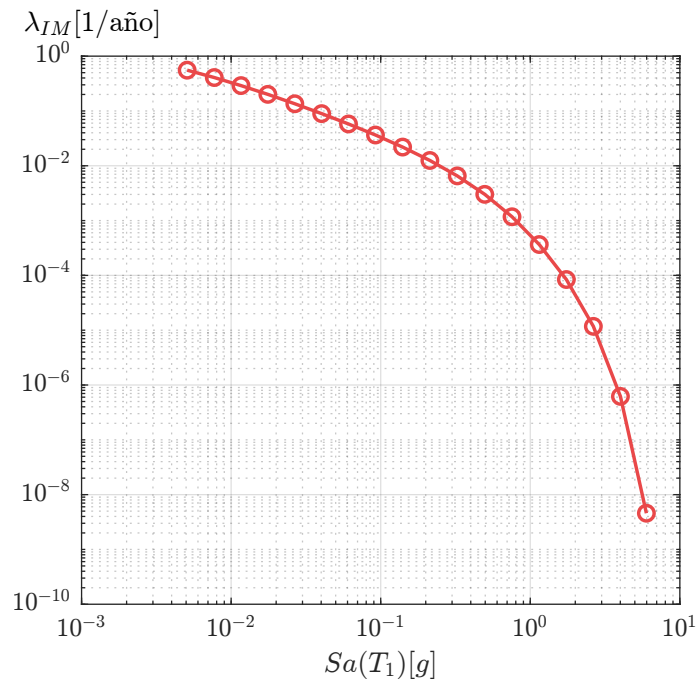


Figura 3.2: Curva de Amenaza Sísmica.

3.3.1. Medida de Intensidad, IM

La Medida de Intensidad (*IM*) se define como la cuantificación de las características de un movimiento sísmico que son importantes para la respuesta de la estructura, en otras palabras, *IM* es la conexión entre la amenaza sísmica y la respuesta estructural del edificio (Luco y Cornell, 2007).

Para una correcta selección de la Medida de Intensidad se tienen 3 parámetros que definen si una medida de intensidad es mejor que otra, llamadas *Eficiencia*, *Suficiencia* y *Predictibilidad*. *Eficiencia* corresponde a la capacidad de un IM de estimar la respuesta estructural con baja incertidumbre, *Suficiencia* refiere a la capacidad del IM de estimar la respuesta estructural independiente de otros parámetros (e.g., magnitud, distancia a la fuente, forma espectral, condiciones del suelo, factor de escala, etc) y finalmente la *Predictibilidad* alude a la capacidad del IM de ser estimado con baja incertidumbre dado un evento y condiciones de suelo definidos (i.e., baja dispersión en una ecuación de predicción del movimiento sísmico, GMPE).

Una de las medidas de intensidad más utilizada es la *aceleración máxima de suelo (PGA)*. Diversos estudios muestran que el PGA no está bien correlacionado con el potencial daño de la estructura (Shome 1999, Shome et al. 1998, Shome y Cornell 1998) por lo cual en este estudio se descarta esta medida de intensidad.

En esta investigación se utilizan 2 medidas de intensidad. La primera de ellas es la *ordenada espectral en el periodo fundamental de la estructura*, $S_a(T_1)$. Estudios han demostrado que $S_a(T_1)$ es una medida de intensidad más eficiente que *PGA* (e.g., Vamvatsikos y Cornell (2002)). Por esta razón, es que la aceleración espectral en el periodo fundamental es una de las medidas de intensidad más utilizadas en la actualidad.

La segunda medida de intensidad utilizada es la *aceleración espectral promedio*, $S_{a_{avg}}(T_1)$ (Eads et al., 2015). Esta medida de intensidad consiste en obtener el promedio geométrico de las aceleraciones espectrales en un rango de periodos que van desde $0,2T_1$ hasta $3T_1$, con saltos de 0.01 [s]. En su estudio, Laura Eads y colaboradores demostraron que esta medida de intensidad es más eficiente, y entrega estimaciones más estables para el riesgo de colapso que $S_a(T_1)$.

3.3.2. Selección de registros

3.3.2.1. Aceleración espectral en el periodo fundamental, $S_a(T_1)$

Para seleccionar los registros se utiliza el método de espectro condicionado (Baker y Lee, 2018). El procedimiento se detalla a continuación:

1. Se especifica una aceleración espectral objetivo.
2. Se simula el espectro estadístico de respuesta.
3. Se seleccionan los registros que mejor se ajustan al espectro estadístico de respuesta.

El espectro de media condicionada nos indica la forma del espectro asociado a $S_a(T^*)$, por lo que los registros que calcen con esta forma se consideran representativos a sismos que ocurrirían naturalmente, y que tendrían $S_a(T^*)$ como valor. Siempre que fue posible, se seleccionaron registros cuyo factor de escala fuese menor que 3. Para la selección se utiliza la herramienta de matlab desarrollada por Jayaram et al. (2011).

3.3.2.2. Aceleración espectral promedio, $S_{a_{avg}}(T_1)$

A los registros de toda la base de datos de NGA West 2, se le calcula el $S_{a_{avg}}(T_1)$, siguiendo el método de (Eads et al., 2015):

1. Se selecciona una intensidad objetivo, en base a una probabilidad de excedencia utilizando la curva de amenaza sísmica.

2. Dentro de la base de datos de NGA West 2 se seleccionan los N registros (el número de registros depende del usuario) cuyo $Sa_{avg}(T_1)$ sea el más cercano al objetivo.
3. Se escalan los registros a la intensidad deseada. Es importante notar que el factor de escala en este punto es el mínimo, pues se parte de la base de seleccionar registros con un $Sa_{avg}(T_1)$ cercano al objetivo.

3.4. Estimación de la Respuesta Estructural

Cuando la amenaza sísmica ha sido caracterizada, y se obtiene un conjunto de sismos que la representan, es necesario simular la respuesta sísmica de cada edificio para medir cada uno de los parámetros de interés que la caracterizan (derivadas de piso, aceleraciones máximas de piso, etc). En la literatura, las variables que caracterizan la respuesta estructural se denominan Parámetros de Demanda Ingenieril (EDP). La estimación de la respuesta estructural busca caracterizar la distribución probabilística de los EDP para distintos niveles de amenaza sísmica.

3.4.1. Parámetros de Demanda Ingenieril, EDP

Un EDP es cualquier métrica que describa un aspecto de la respuesta estructural del edificio. La introducción de los EDP en el marco de trabajo de PBEE permite trabajar directamente con los parámetros que mejor se correlacionan con el daño de los distintos elementos del edificio ya que no todos los elementos son gobernados por el mismo parámetro. Por ejemplo, el daño de una columna puede estar correlacionado con la deriva del piso en que se encuentra, mientras que el daño en un equipo de aire acondicionado está mejor correlacionado con la aceleración máxima que experimenta el piso en el cual se encuentra. A modo de ejemplo, la tabla 3.1 muestra el parámetro de demanda ingenieril que domina principalmente (P) en el daño de un elemento, también muestra el parámetro que domina de forma secundaria (S). En este caso, y dados los elementos considerados, los EDP utilizados son la *deriva de piso (IDR)*, que se define como el desplazamiento relativo entre 2 pisos sucesivos, divididos entre la altura de entresijos, y la *aceleración máxima de piso (PFA)*. Para la evaluación de la respuesta estructural a distintos niveles de intensidad sísmica, se utiliza un procedimiento llamado Análisis Dinámico Incremental (IDA).

3.4.2. Análisis Dinámico Incremental de Franjas Múltiples

El análisis dinámico incremental (IDA, incremental dynamic analysis) es un procedimiento propuesto por [Vamvatsikos y Cornell \(2002\)](#), que consiste en evaluar la respuesta estructural a niveles crecientes de intensidad sísmica. El análisis IDA tiene distintas "versiones" para evaluar la respuesta estructural a distintos niveles de intensidad sísmica (e.g., análisis de franja (Single stripe analysis), análisis de franjas múltiples (Multiple stripe analysis), análisis de un movimiento sísmico (single ground motion analysis), etc.), y para esta investigación se utiliza el análisis de múltiples franjas (Multiple stripe analysis).

El análisis de múltiples franjas consiste en elegir un número de franjas a distintos niveles de intensidad sísmica, que permitan representar correctamente la amenaza sísmica, es decir, que cubran un amplio espectro de la curva de amenaza sísmica, a modo de ejemplo, en este estudio se consideran 9 franjas. Cada franja puede elegirse a partir de un determinado nivel de amenaza sísmica (e.g., 2 % o 10 % en 50 años). Una vez que se ha determinado el número de franjas, y sus respectivos niveles de intensidad sísmica, se requiere seleccionar un conjunto de registros para cada franja, para este estudio se seleccionaron 40 registros por franja (siendo un total de 360 registros para el análisis IDA).

Con el conjunto de registros por franja, es necesario evaluar la respuesta estructural de cada registro. La respuesta estructural se obtiene para cada EDP, y los EDP a utilizar dependen del análisis que se requiera. Por lo general, los EDP más utilizados son la deriva máxima de piso, la velocidad máxima de piso, y la aceleración máxima de piso. Como para cada franja se tiene una serie de resultados para la respuesta estructural, es

posible caracterizar la demanda en forma probabilística ajustando una distribución de probabilidades a cada EDP en estudio.

Usualmente, la distribución de probabilidades utilizada es la lognormal, y se denota como $f_{EDP|IM}(EDP|IM)$. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 3.3, donde los círculos azules son la respuesta estructural para las derivas de piso (IDR) de cada registro, y la curva sólida es la distribución de probabilidades de los EDP dado un nivel de IM. Una vez realizado este procedimiento para cada una de las franjas se obtiene la respuesta estructural para todos los niveles de intensidad sísmica. Dado que el número de franjas no suele ser demasiado grande (por temas computacionales este proceso puede demorar mucho tiempo), el espaciamiento entre franjas suele ser grande, por esto, las medianas y desviaciones estándar suelen interpolarse, el método de interpolación queda a criterio del ingeniero, en este caso se utilizó interpolación lineal. A modo de ejemplo, la Fig. 3.4 muestra el resultado completo de un análisis IDA de franjas múltiples, donde cada punto azul es un registro. Las curvas azules son los $f_{IDR|IM}(IDR|IM)$ de cada franja, y la curva roja es la mediana de los registros, una vez interpolada.

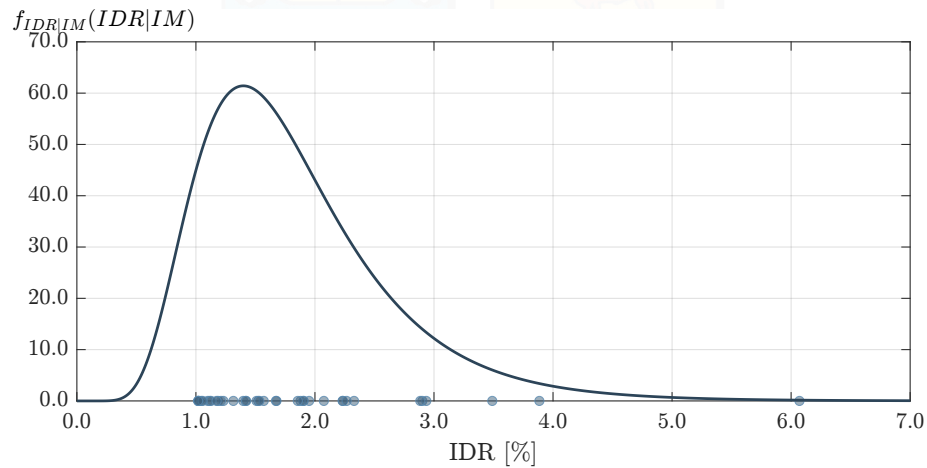


Figura 3.3: Probabilidad de observar un determinado EDP a cierto nivel de intensidad sísmica, $f_{IDR|IM}(IDR|IM)$.

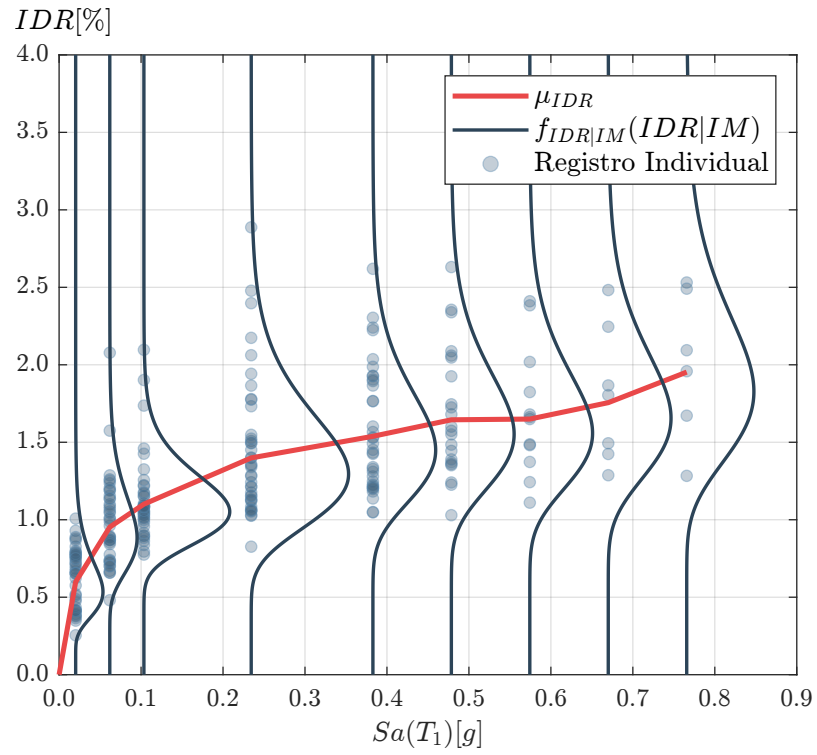


Figura 3.4: Probabilidad de que una EDP supere un determinado valor, dado cada nivel de intensidad, $P(EDP > edp|IM = im_i)$.

Tabla 3.1: Sensibilidad de distintos elementos frente a parámetros de demanda ingenieril (FEMA, 1997).

Componente		Sensibilidad	
		Acc.	Def.
A. ARQUITECTURA			
1.	Fachada		
	Chapa Adherida	S	P
	Chapa Anclada	S	P
	Bloques de Vidrio	S	P
	Paneles Prefabricados	S	P
	Sistemas de vidrierías	S	P
2.	Particiones		
	Pesadas	S	P
	Livianas	S	P
3.	Fachada Interior		
	Pieda, incluido el mármol	S	P
	Baldosa de cerámica	S	P
4.	Cielo		
	a. Aplicado Directamente a la Estructura	P	
	b. Caído, Peludo, Placa de Yeso	P	
	c. Listón Suspendido y Yeso	S	P
	d. Cielo Falso	S	P
5.	parapetos y apéndices	P	
6.	Marquesinas	P	
7.	chimeneas	P	
8.	escaleras	P	

Componente		Sensibilidad	
		Acc.	Def.
B. EQUIPAMIENTO MECÁNICO			
1.	Equipamiento Mecánico		
	Calderas y Hornos	P	
	Maquinaria General	P	
	Aire Acondicionado, Aislado de la Vibración	P	
	Aire Acondicionado, no Aislado de la Vibración	P	
	Aire Acondicionado, Montado en conductos	P	
	2.	Recipientes de Almacenamiento y Calentadores de Agua	
Recipiente Soportados Estructuralmente (Categoría 1)		P	
Recipientes de Fondo Plano (Categoría 2)		P	
3.	Tubería a Presión	P	S
4.	Sistema Anti Incendios	P	S
5.	Fluido a Presión		
	Materiales Peligrosos	P	S
	Materiales no Peligrosos	P	S
6.	Conductos	P	S

3.4.3. Probabilidad de Colapso de una Estructura

Todas las estructuras tienen un riesgo de colapsar si son expuestas a sismos de gran intensidad. A la hora de simular la respuesta sísmica del edificio se deben fijar parámetros para los cuales se considera que una estructura colapsa, por ejemplo, es común considerar colapso si hay inestabilidad numérica (el software de simulación diverge o no cumple con criterios de convergencia), o se puede definir un umbral para el cual si se sobrepasa cierto EDP se considere colapso (e.g., derivas de piso mayores a 10 %).

La Curva de Fragilidad de Colapso muestra la probabilidad de que la estructura colapse dado un cierto nivel de Intensidad Sísmica. La tasa anual de colapso, λ_{col} , se define como la frecuencia anual que el edificio analizado colapse, dada la amenaza sísmica del sitio. En la literatura existen distintos métodos para el cálculo de la curva de fragilidad de colapso (e.g., Shafei et al. (2011); Han et al. (2010); Eads et al. (2013); Dávalos y Miranda (2021)), sin embargo, en esta investigación se utilizó el método propuesto por Eads et al. (2013) ya que en su estudio demostraron que se reduce el esfuerzo computacional y la incertidumbre en la estimación. El procedimiento se presenta a continuación:

1. Obtener una estimación de la curva de fragilidad de colapso asumiendo una distribución de probabilidad lognormal, estimando la intensidad media de colapso y la dispersión, mediante algún método

aproximado (e.g., Shafei et al. (2011); Han et al. (2010)). No es necesario que esta estimación sea precisa.

2. Utilizando la estimación de la curva de fragilidad de colapso calculada en el punto 1 en conjunto con la curva de amenaza sísmica del sitio, se calcula λ_{col} y la desagregación de colapso. Se identifica la intensidad a la cual se obtiene una contribución acumulada de aproximadamente el 90 % de λ_{col} (i.e., la intensidad a la cual el área bajo la curva de la desagregación entre cero y esa intensidad es el 90 % de λ_{col}). A esta intensidad se le llama IM_1 .
3. Realizar un análisis tiempo historia (RHA por sus siglas en inglés - Response History Analysis) utilizando registros escalados a la intensidad IM_1 y estimar la probabilidad de colapso de la estructura para esa intensidad, $P(C|IM_1)$, como la fracción de los registros que provocaron el colapso de la estructura. Los registros deben ser consistentes con la magnitud, distancia, mecanismo focal, y condiciones de sitio de análisis para la intensidad utilizada.
4. Usando la estimación de $P(C|IM_1)$ del paso 3 y la estimación de la dispersión en la curva de fragilidad de colapso del paso 1, se obtiene un estimado de la curva de fragilidad de colapso asumiendo una distribución de probabilidad lognormal. Utilizando esta estimación de la curva de fragilidad de colapso en conjunto con la curva de amenaza sísmica del sitio, se calcula λ_{col} y la desagregación de colapso. Se identifica la intensidad a la cual se obtiene una contribución acumulada de aproximadamente el 35 % de λ_{col} (i.e., la intensidad a la cual el área bajo la curva de la desagregación entre cero y esa intensidad es el 35 % de λ_{col}). A esta intensidad se le llama IM_2 .
5. Repetir el paso 3 utilizando IM_2 para obtener $P(C|IM_2)$. Es importante notar que los registros utilizados para IM_2 no son necesariamente los mismos que para IM_1 .
6. Asumiendo una distribución lognormal, se recalcula la curva de fragilidad de colapso usando los puntos $(IM_1, P(C|IM_1))$ y $(IM_2, P(C|IM_2))$. Es importante notar que las dispersiones calculadas en los pasos 1 y 4 ya no se usan más.

El resultado de este procedimiento, es la curva de fragilidad de colapso, un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 3.5.

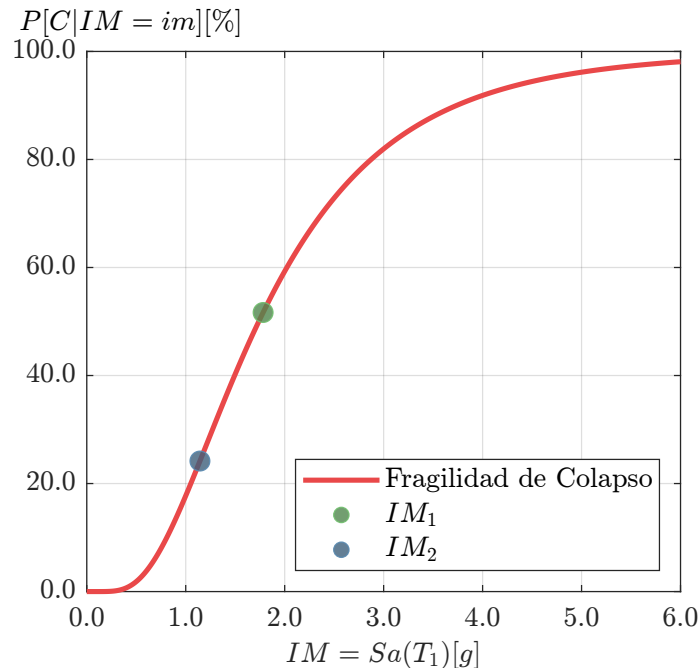


Figura 3.5: Curva de fragilidad de colapso referencial.

3.5. Estimación de Daño

Medir el daño en un elemento no es intuitivo y depende de varios factores, esto debido a que cada elemento tiene distintas formas de daños a distintos niveles de EDP. Para esto, se utiliza un parámetro llamado "Medida de Daño" (DM). El DM incluye descripciones del daño de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos del edificio. Para la estimación de daños en un elemento se utilizan funciones de fragilidad, que corresponde a una función de probabilidad acumulada (CDF, por sus siglas en inglés) que, tal como lo describe su nombre, muestra la probabilidad de que un componente de la estructura haya experimentado un determinado estado de daño DS o mayor, al ser sometido a una demanda sísmica dada por un EDP . Una forma gráfica de ver el funcionamiento de funciones de fragilidad se muestra a continuación:



Un *estado de daño* (DS) es una definición arbitraria del nivel de daño experimentado por un componente. Debe estar asociado a una acción específica, tal como reparación o reemplazo, y debe estar basado en criterios objetivos, sin ambigüedades que requieran el juicio del observador.

Consideremos una pared de madera con arriostramientos diagonales. Su curva de fragilidad tiene un estado de daño, cuya descripción indica lo siguiente:

DS1. Falla en el arriostramiento diagonal

El daño en este elemento está gobernado por la deriva de piso del edificio δ . La media del DS1 es 1 %, y su desviación estándar logarítmica es de 0.4 (FEMA, 2018), tal como se puede notar en la curva de la Fig. 3.6. Supongamos que debido a un terremoto la respuesta estructural en términos de la deriva de piso es del 1,5 %. La probabilidad de que dicho elemento esté dañado se muestra con color rojo, y sería de un 84,4 %, y la probabilidad de que no sufra daño se muestra en color verde, y sería del 15,6 %.

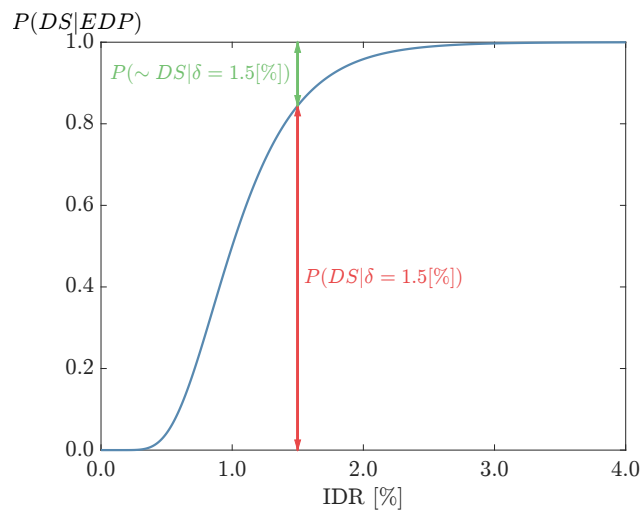


Figura 3.6: Curva de Fragilidad con un estado de daño.

El elemento mostrado anteriormente tiene solo un estado de daño, no obstante, los elementos pueden tener muchos estados de daño. FEMA 2018 divide en 3 categorías las funciones de fragilidad para múltiples estados de daños:

1. **Estados de daños secuenciales:** Cada estado de daño es más severo que el anterior y ocurre en secuencia, es decir, para que pueda ocurrir el estado de daño 2, primero debe ocurrir el estado de daño 1.
2. **Estados de daños simultáneos:** Puede ocurrir más de un estado de daño al mismo tiempo, por lo que cada uno de estos tiene asociada una probabilidad de ocurrencia. Es importante notar que la suma de las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño pueden sumar más de 1.
3. **Estados de daños mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos (MECE):** Sólo puede ocurrir un estado de daño a la vez, y cada uno de estos tiene asociada una probabilidad de ocurrencia. A diferencia de los estados de daños simultáneos, las probabilidades de ocurrencia de los MECE contemplan todas las opciones, por lo que las probabilidades de ocurrencia de cada estado suman 1.

3.5.1. Estimación de Daño en el marco PBEE

Hasta ahora podemos calcular la probabilidad de observar daños dado un EDP, sin embargo, en la sección 3.4.1 se explicó que la respuesta estructural es una variable aleatoria y tiene una distribución de probabilidad; como la mostrada en el primer gráfico de la Fig. 3.7.

La pregunta que se requiere responder es, ¿Cuál es la probabilidad de observar daños en un elemento para un terremoto de intensidad $IM=im$?

Para lograr llegar a una respuesta se utiliza el teorema de las probabilidades totales:

$$P(B) = \sum_{i=1}^N P(B|A_i) \cdot P(A_i) \quad (3.2)$$

Donde A_i es un evento exhaustivo y colectivamente excluyente y B es otro evento. En el contexto del PBEE:

A_i : un elemento experimenta un determinado EDP para un determinado nivel de intensidad im .

B : Se observa daño igual o peor que DS para un nivel de intensidad.

Llevando la Ec. (3.2) a nomenclatura PBEE, se tendría que:

$$p(DS > ds|IM = im) = \sum_{i=1}^N p(DS > ds|(EDP = edp|IM)) \cdot p(EDP = edp|IM) \quad (3.3)$$

Dado que en este caso se trabaja con variables continuas, la sumatoria de la Ec. (3.3) se convierte en una integral, mostrada por la Ec. (3.4).

$$p(DS > ds|IM = im) = \int_{edp} F_{DS}(edp) \cdot f_{EDP|IM}(edp|IM) \cdot d(edp) \quad (3.4)$$

La integral expuesta en la Ec. (3.4) indica que la probabilidad de observar daños en un elemento, dado un nivel de Intensidad Sísmica $IM=im$, es el área bajo la curva obtenida al multiplicar la probabilidad de observar daño dado $EDP=edp$, $p(\text{existe daño}|EDP = edp)$, con la probabilidad de observar el $EDP=edp$ dado un nivel de Intensidad Sísmica $IM=im$, $p(EDP = edp|IM = im)$.

A modo de ejemplo, la Fig. 3.7 muestra un elemento de un estado de daño. La primera subfigura muestra la probabilidad de exceder un IDR para una intensidad referencial $IM=im$, y la segunda subfigura muestra la curva de fragilidad del elemento. A partir de la multiplicación de estas dos curvas se obtiene lo mostrado en la tercera subfigura, el área bajo esta curva es la probabilidad de observar daño en el elemento para una intensidad de $IM=im$.

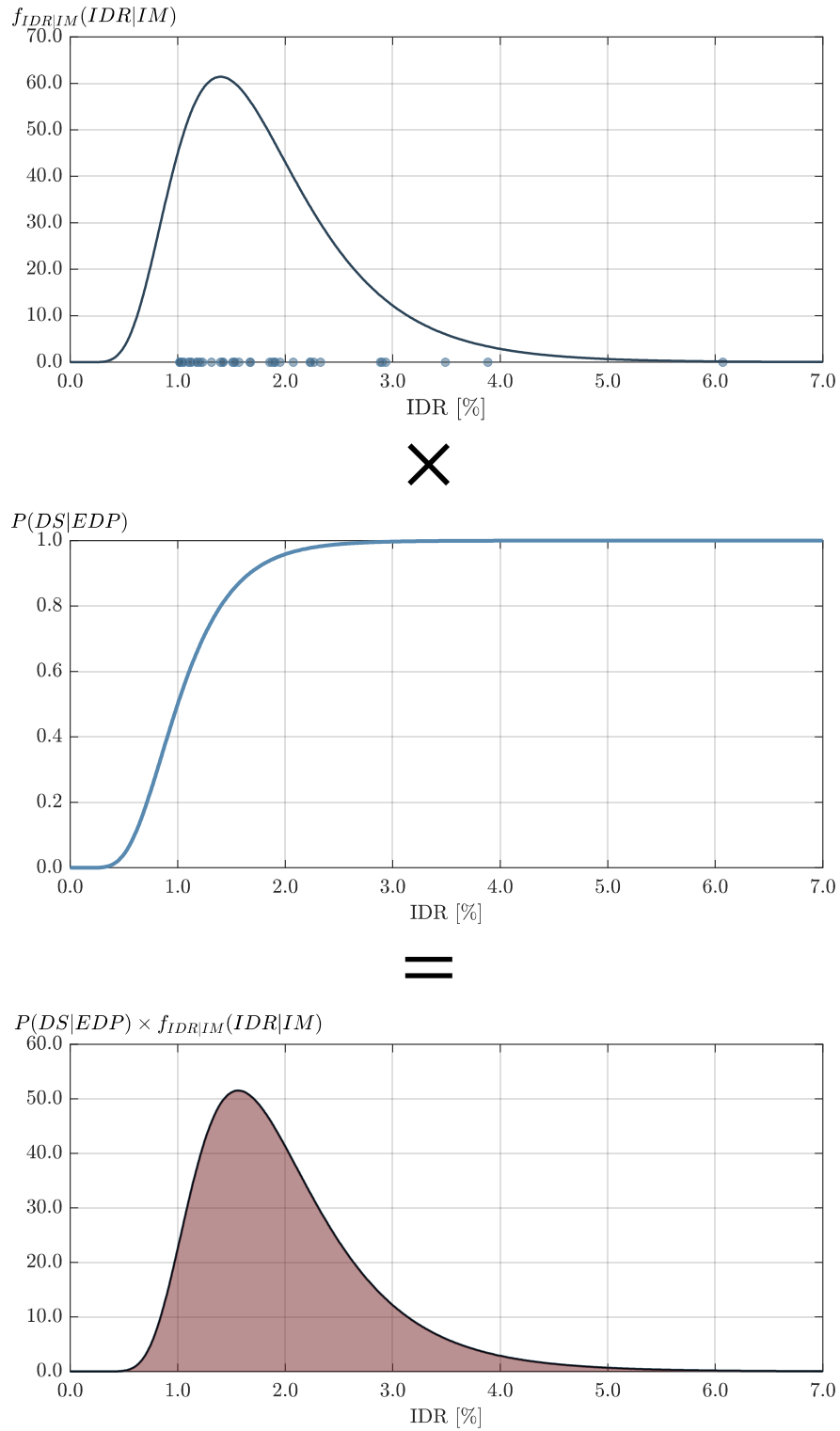


Figura 3.7: Procedimiento para calcular la probabilidad de observar daños en un elemento dado un Nivel de Intensidad.

3.5.2. Fragilidad de Demolición

Un edificio puede no colapsar dado un terremoto de gran magnitud, no obstante, y con mucha probabilidad, este incursionará en el rango no lineal y por consiguiente tendrá deformaciones residuales. [Ramírez y Miranda \(2012\)](#) investigaron el impacto que tienen las derivas de piso residuales después de un sismo. A partir de esto, se ha podido notar que con cierto nivel de deriva residual es necesario demoler el edificio, aunque este no haya colapsado. En este estudio se propone una metodología para estimar la probabilidad de demoler un edificio en función de sus derivas de piso residuales. Eso se expone a continuación.

[Ramírez y Miranda \(2012\)](#) proponen una curva de fragilidad de demolición, $F_D(IDR_{res})$, cuyo EDP es la deriva de piso residual, IDR_{res} . La curva de fragilidad de demolición sigue una distribución lognormal, tiene una mediana $\mu_{Res-IDR} = 1,5[\%]$ y una desviación estándar logarítmica $\sigma_{Res-IDR} = 0,3$, tal como se puede notar en la curva de la Fig. 3.8. A partir de esta curva se obtiene que, por ejemplo, si un edificio tiene una deriva residual de 1.5 [%], hay un 50 % de probabilidad de que deba ser demolido. Por otro lado, si tiene una deriva residual de 3 [%], hay casi un 100 % de probabilidad de que deba ser demolido.

Para obtener la probabilidad de demoler un edificio dado un determinado nivel de intensidad sísmica, se debe resolver la Ec. (3.5).

$$p(D|NC, IM = im) = \int_{edp} F_D(edp) \cdot f_{EDP|IM}(IDR_{res}|IM) \cdot d(edp) \quad (3.5)$$

Para la estimación de la probabilidad de observar una deriva residual, $f_{EDP|IM}(IDR_{res}|IM)$, se utiliza una distribución gamma. Si se repite el proceso mostrado por la Ec. (3.5) para todas las intensidades consideradas en el análisis, se obtiene la curva de probabilidad de demoler el edificio. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 3.9.

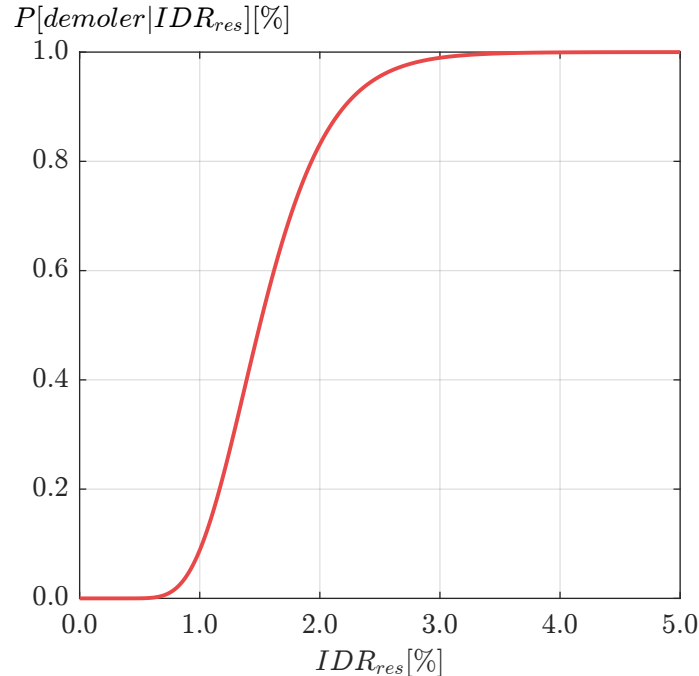


Figura 3.8: Fragilidad de demolición de una estructura en función de la deriva residual.

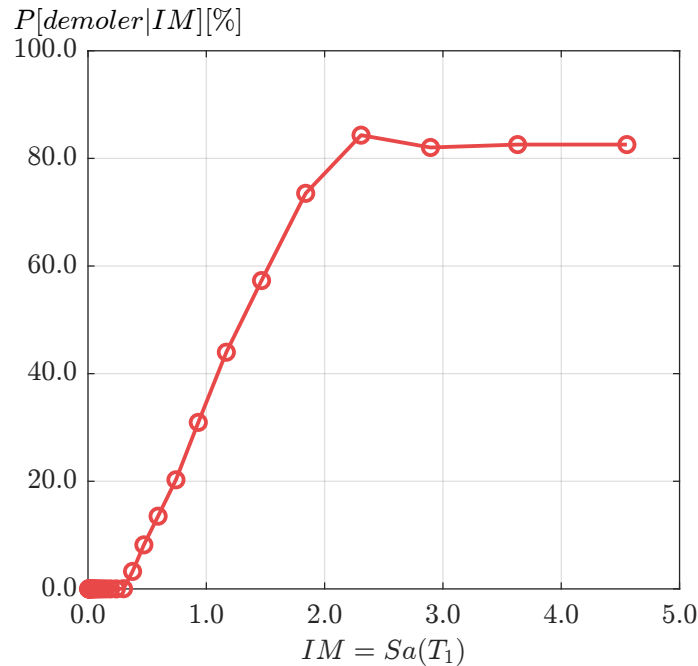


Figura 3.9: Probabilidad de demoler la estructura en función de la Intensidad Sísmica dado que la estructura no colapsa.

3.6. Estimación de la Pérdida

La última parte de la metodología es calcular las pérdidas de cada proyecto. Esto se debe realizar en términos que sean útiles para quienes estén a cargo de la toma de decisiones del proyecto. La forma de exponer el resultado de este análisis es a través de una Variable de Decisión (DV), la cual está relacionada directamente con los intereses del mandante.

3.6.1. Variables de Decisión

Para el dueño de un proyecto, la variable que controla sus decisiones puede ser económica (e.g., costo de construcción del edificio, costo de reparación anual del edificio dado a terremotos), tiempo de inactividad mientras se realizan reparaciones (e.g., edificio de primera necesidad, como hospitales o comisarías), número de muertos y heridos (e.g., hospitales, edificios gubernamentales), entre otros.

La metodología PBEE entrega herramientas para cuantificar estas variables de decisión. Por ejemplo, si las decisiones son basadas en lógicas económicas, se puede obtener las pérdidas esperadas anuales debido a terremotos, o pérdidas esperadas a 50 años. Si las decisiones se basan en tiempo de inactividad, la metodología permite calcular el tiempo anual de inactividad dedicado a reparaciones. Si las decisiones se basan en pérdidas de vidas, la metodología permite calcular el número anual de muertes debido a terremotos.

En este trabajo, las variables de decisión son de naturaleza económica, y corresponden a las pérdidas económicas anualizadas debido a terremotos. En las secciones siguientes se explica la metodología para calcular esta variable de decisión a partir de los resultados del análisis de franjas múltiples.

3.6.2. Pérdidas Económicas Esperadas dado un nivel de $EDP=edp$

Un componente puede tener uno o más estados de daños y cada uno de estos tiene asociada una pérdida esperada. El costo de reemplazo de un componente puede variar con la ubicación y el tiempo, es por

esto que es común utilizar las pérdidas normalizadas por el costo de reemplazo del componente (RC).

La pérdida esperada de un elemento se define en la Ec. (3.6), esto es, la probabilidad de observar daño en cada estado de daño, multiplicado por el costo de reparar/reemplazar dicho estado de daño.

$$E(L|EDP = edp) = \sum E(L|DS_i) \cdot p(DS_i|EDP = edp) \quad (3.6)$$

Lo mostrado en la Ec. (3.6) es para un determinado valor de edp . Si se repite este proceso para todos los edp , se obtiene la pérdida esperada del elemento. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 3.10, en donde se muestra la pérdida esperada para una ventana, normalizada por su costo de reemplazo (RC_{ven}) (Ramirez, 2009). Es importante notar que la pérdida esperada de un elemento puede ser mayor que el costo de reemplazo del mismo, esto se debe a que se debe llevar una logística de reparación, además del costo del mismo elemento.

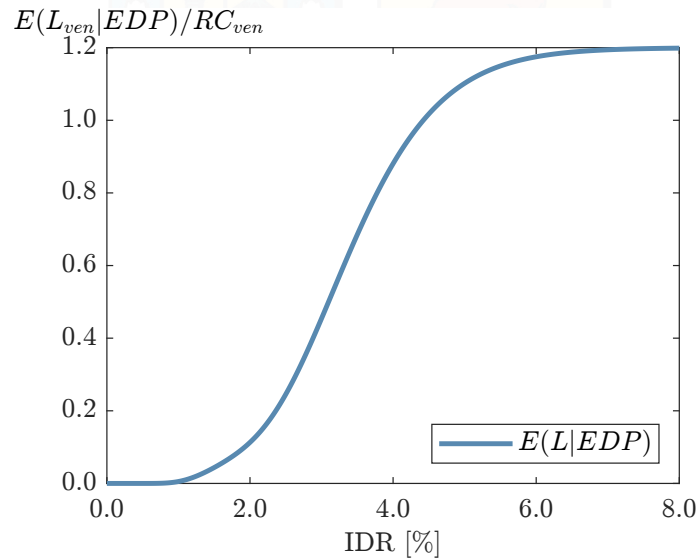


Figura 3.10: Ejemplo de Pérdida esperada normalizada dado EDP.

3.7. Pronóstico de Pérdidas Económicas Esperadas en el marco PBEE

Para estimar las pérdidas económicas esperadas en una estructura, es necesario estimar las pérdidas esperadas normalizadas por cada componente de la misma, $E[L_i|IM = im)/RC_i$.

En la sección 3.6.2 se estudió la pérdida esperada para todo el espectro de respuesta, $EDP=edp$. Ahora bien, es necesario calcular la pérdida esperada dado un $IM=im$. Para esto, al igual que en la sección 3.5.1, se necesita la probabilidad de observar el $EDP=edp$ dado un $IM=im$.

$$E[L_i|IM = im) = \sum E(L_i|EDP_i) \cdot p(EDP = edp|IM) \quad (3.7)$$

Dado que en este caso se trabaja con variables continuas, la sumatoria de la Ec. (3.7) se convierte en una integral, mostrada por la Ec. (3.8).

$$E[L_i|IM = im) = \int_{edp} E(L_i|EDP_i) \cdot f_{EDP|IM}(edp_i|IM) \cdot d(edp) \quad (3.8)$$

La integral expuesta en la Ec. (3.8) indica que la Pérdida Esperada en un elemento, dado un nivel de Intensidad Sísmica $IM=im$, es el área bajo la curva obtenida al multiplicar la Pérdida Esperada dado

$EDP=edp, E(L_i|EDP = edp)/RC_i$, con la probabilidad de observar el $EDP=edp$, dado un nivel de Intensidad Sísmica $IM=im, f_{EDP=edp|IM}(EDP|IM)$.

A modo de ejemplo, la Fig. 3.11 muestra el procedimiento para el cálculo de la Pérdida Esperada dado un $IM=im$. La primera subfigura muestra la probabilidad de exceder un edp dada una intensidad. La segunda subfigura muestra la pérdida esperada de una ventana. Al multiplicar las dos curvas se obtiene lo mostrado en la tercera subfigura, y el área bajo esa curva es la Pérdida Esperada dado $IM=im$.



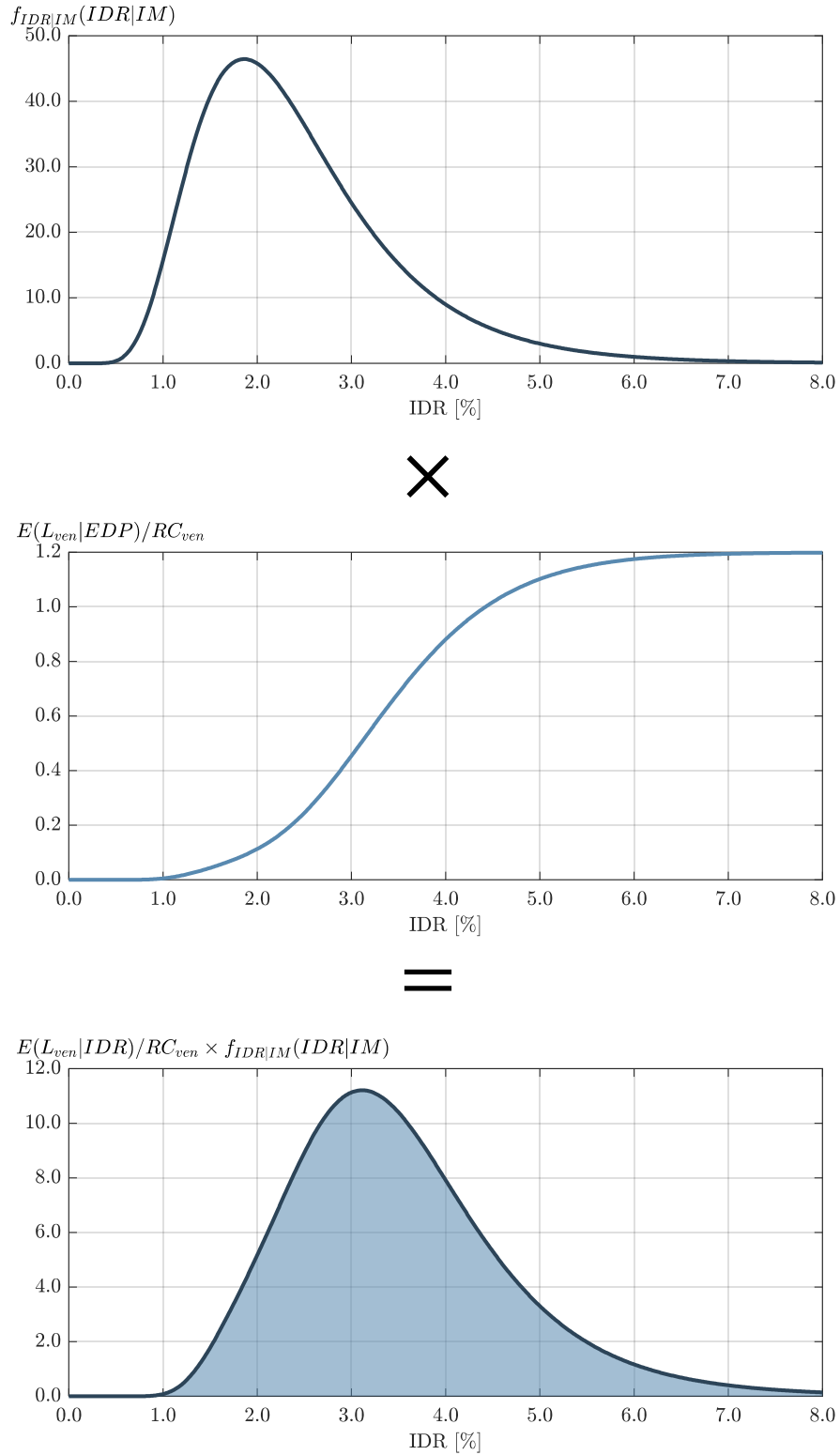


Figura 3.11: Procedimiento para el cálculo de la Pérdida Esperada dado un IM=im.

3.7.1. Pérdidas Económicas

En la sección 3.7 se estudió cómo obtener la Pérdida Económica en un elemento, para un determinado nivel de Intensidad Sísmica, ahora bien, es necesario tener la pérdida económica del elemento para varios niveles de intensidad, de modo que se abarque todo el espectro de la amenaza sísmica. Una gráfico de pérdidas referencial de una ventana se muestra en la Fig. 3.12.

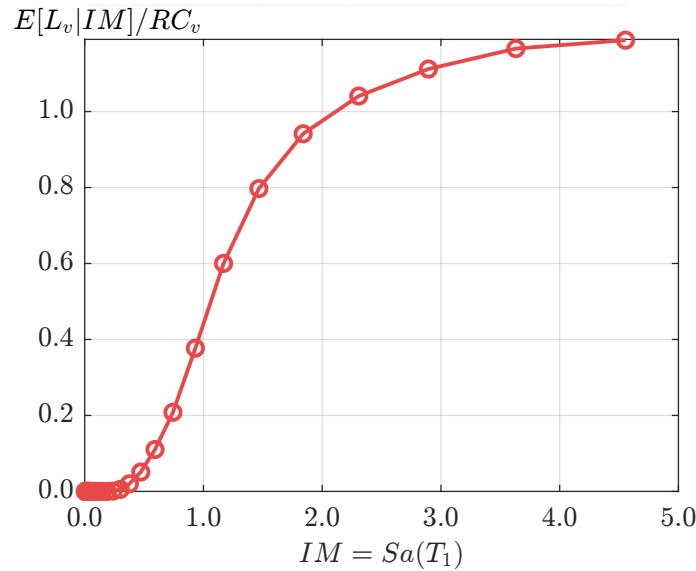


Figura 3.12: Pérdida Económica Esperada Normalizada de una ventana.

3.7.2. Estimación de Pérdidas Económicas Esperadas en un Edificio

Las pérdidas económicas esperadas de un edificio están definidas por la Ec. (3.9), donde $L_{NC \cap R}$ es la pérdida económica esperada dado que el edificio no colapsa y se repara; $L_{NC \cap D}$ es la pérdida económica esperada dado que el edificio no colapsa, pero es necesario demolerlo; y L_C es la pérdida económica esperada dado que el edificio colapsa.

$$L_T = L_{NC \cap R} + L_{NC \cap D} + L_C \quad (3.9)$$

3.7.3. Pérdidas Económicas de un Edificio dado que no Colapsa y es Reparado

Bajo el supuesto de que el edificio no colapsa, las pérdidas económicas debido a un terremoto de intensidad IM pueden estimarse sumando las pérdidas ocasionadas por sus componentes, es decir:

$$E[L_T | NC \cap R, IM] = \sum_{i=1}^n E([L_i | NC \cap R, IM]) \quad (3.10)$$

Si se calcula la pérdida esperada, utilizando la ecuación 3.10 para los distintos niveles de intensidad de interés, y se grafica la pérdida esperada como función de la medida de intensidad IM , se obtiene la función de pérdidas del edificio. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 3.13.

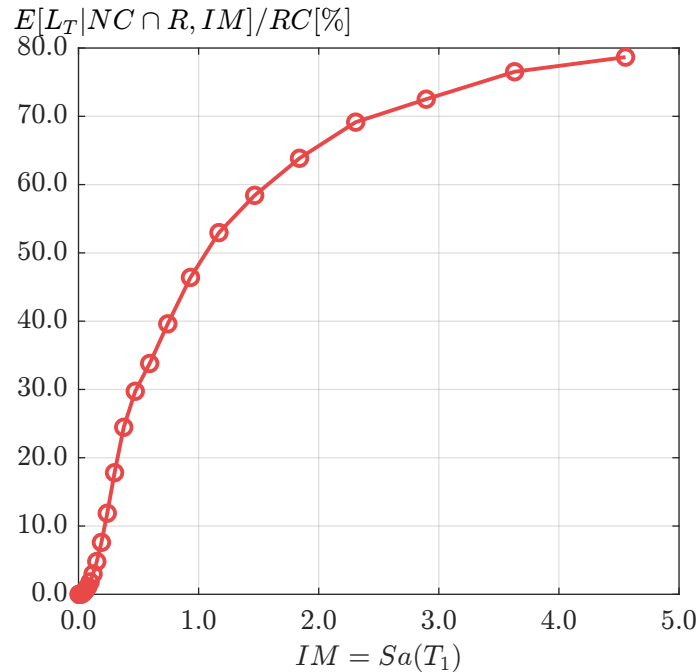


Figura 3.13: Función de Pérdidas Económicas normalizada.

La pérdida económica *esperada* para un nivel de intensidad IM , dado que el edificio no colapsa y es reparado, se calcula multiplicando la pérdida económica calculada según la Ec. (3.10) por la probabilidad de que el edificio no colapse ni sea demolido, es decir:

$$L_{NC \cap R} = E[L_T | NC \cap R, IM] \cdot \{1 - p[D|NC, IM]\} \cdot \{1 - p[C|IM]\} \quad (3.11)$$

donde $\{1 - P[D|NC, IM]\}$ es la probabilidad de que el edificio no colapse y no sea necesario demolerlo, dado el nivel de IM , y $\{1 - P[C|IM]\}$ es la probabilidad de que el edificio no colapse, dado el nivel de IM . La Fig. 3.14 muestra $L_{NC \cap R}$ para un edificio referencial. Se observa que la pérdida económica esperada en un edificio se concentra mayoritariamente en intensidades bajas y disminuye a medida que las intensidades crecen. Esto ocurre dado que la probabilidad de ocurrencia de los sismos de baja intensidad es mayor que los terremotos de mayor intensidad, y aun siendo de baja intensidad, tienen la capacidad de generar daños. Además, la probabilidad de no colapso es cada vez menor en intensidades altas (i.e., es muy probable que en esas intensidades el edificio ya haya colapsado).

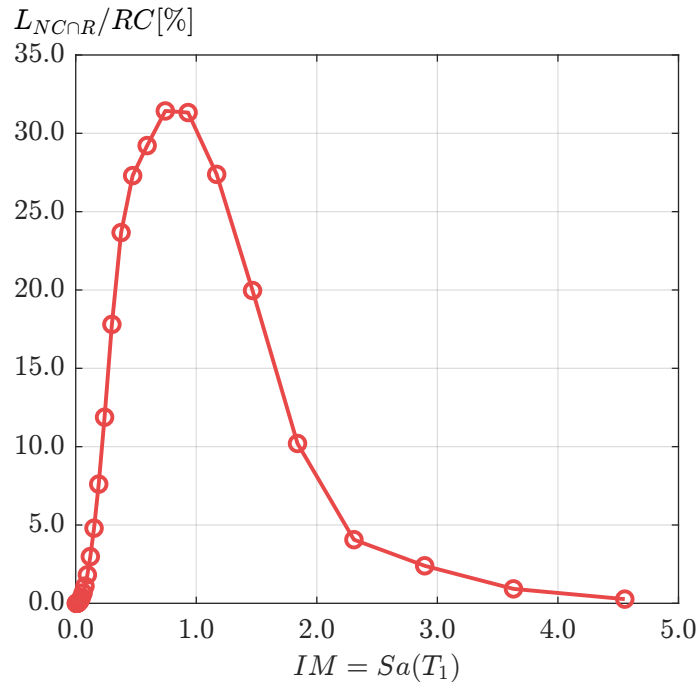


Figura 3.14: Pérdidas Económicas Esperadas normalizadas en un edificio dado que no colapsa y es reparado.

3.7.4. Pérdidas Económicas Debido al Colapso de la Estructura

Si el edificio colapsa, la Pérdida Económica asociada a esto es la suma de retirar los escombros del sitio, más el costo de reemplazo del mismo, por lo que la pérdida cuando el edificio colapsa es mayor a 100 [%].

La pérdida económica esperada dado colapso, L_C , se expresa en la Ec. (3.12), donde $p[C|IM]$ es la curva de fragilidad de colapso. La Fig. 3.15 muestra la pérdida económica esperada dado colapso de un edificio referencial.

$$L_C = E[L_T|C, IM] \cdot p[C|IM] \quad (3.12)$$

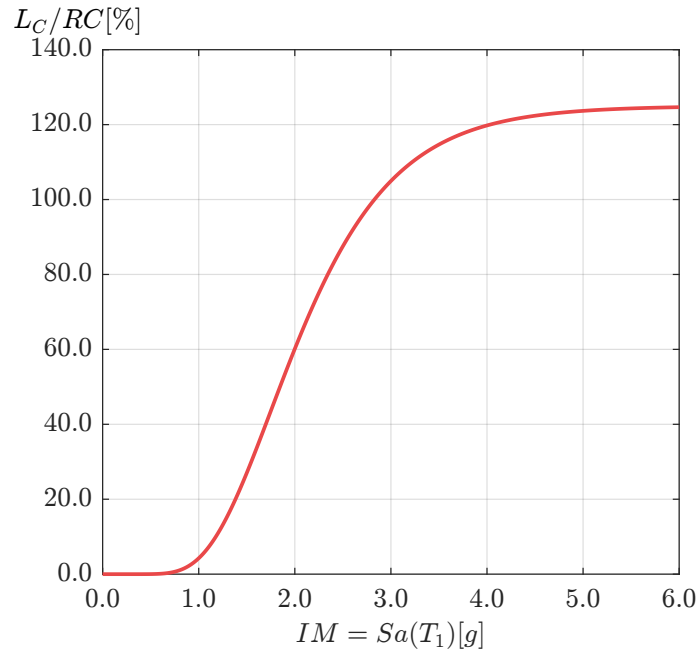


Figura 3.15: Pérdida esperada dado Colapso de un edificio referencial.

3.7.5. Pérdidas Económicas Debido a Demolición de la Estructura dado que no Colapsa

Si es necesario demoler el edificio aun si este no colapsó, entonces hay una pérdida económica superior al reemplazo del edificio, y superior a la de colapso, dado que se requiere demoler el edificio, retirar los escombros y reemplazar el edificio.

La pérdida económica esperada dado demolición condicionado a no colapso, $L_{NC \cap D}$, se expresa en la Ec. (3.13), donde $p[D|NC, IM]$ es la curva de probabilidad de demolición condicionado a no colapso, y $\{1 - p(C|IM)\}$ es la probabilidad de que la estructura no colapse. La Fig. 3.16 muestra la pérdida económica esperada dado demolición condicionado a no colapso de un edificio referencial.

$$L_{NC \cap D} = E[L_T|NC \cap D] \cdot p[D|NC, IM] \cdot \{1 - p(C|IM)\} \quad (3.13)$$

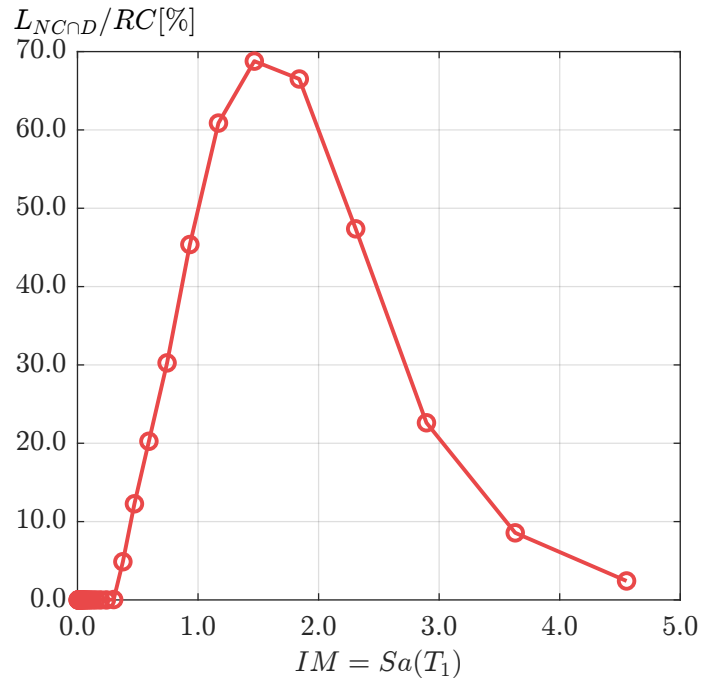


Figura 3.16: Pérdida esperada dado demolición condicionado a no colapso de un edificio referencial.

3.7.6. Pérdidas Económicas Totales de una Estructura

Las Pérdidas Económicas Totales de una Estructura están dadas por la Ec. (3.9). En otras palabras, es sumar los valores de las Figuras 3.13, 3.15, y 3.16; gráficamente, esto puede verse en la Fig. 3.17. El gráfico muestra la pérdida económica esperada condicionada a la ocurrencia de un terremoto de magnitud igual a IM , es decir, si ocurre un terremoto de intensidad IM , la pérdida económica esperada del edificio está dada por la curva amarilla. Se observa que para intensidades bajas, la pérdida económica esperada total está mayormente gobernada por la pérdida económica esperada debido a que el edificio no colapsa y la estructura es reparada. Esto se debe a que, para esas intensidades, el edificio se encuentra en su rango lineal, y las derivas de piso residual son prácticamente cero, por lo que la pérdida económica esperada debido a la demolición del edificio es prácticamente cero. A medida que la intensidad aumenta (entrando al rango no lineal de la estructura), las derivas de piso residual crecen, y con ello las pérdidas económicas esperadas debido a la demolición del edificio. Esto aumenta su influencia en las pérdidas económicas esperadas totales. En los rangos mencionados anteriormente, la pérdida económica esperada debido al colapso de la estructura no influye, dado que la probabilidad de colapso para esas intensidades es prácticamente cero, no obstante, a partir de cierta intensidad, la probabilidad de colapso se acrecenta rápidamente, y la pérdida económica esperada total comienza a ser gobernada mayoritariamente por el colapso de la estructura.

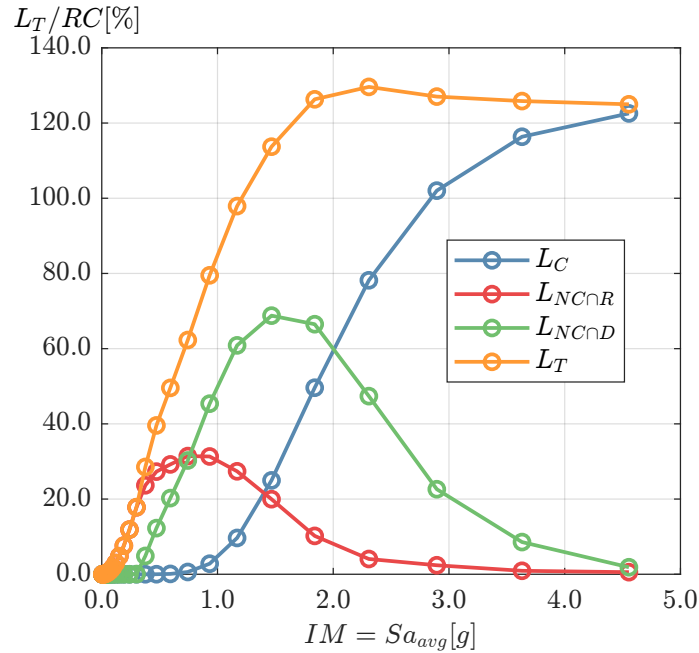


Figura 3.17: Pérdidas Económicas Totales de una Estructura referencial.

3.7.7. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas en un Edificio

La pérdida Económica Anualizada (EAL) en un edificio representa la cantidad esperada de dinero que se deberá gastar anualmente en reparaciones del edificio, por conceptos de terremotos, durante toda su vida útil. Para obtener el EAL se debe aplicar la Ec. (3.14)

$$EAL = \int L_T \left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\| d_{IM} \quad (3.14)$$

donde EAL es la pérdida económica esperada anualizada del edificio, L_T es la pérdida económica esperada total, y $\left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\|$ es el módulo de la derivada de la curva de amenaza sísmica.

En términos prácticos, la Ec. (3.14) es multiplicar la Ec. (3.9) con la derivada de la curva de amenaza sísmica, y obtener el área bajo la curva. A la curva resultante de la multiplicación de la pérdida económica esperada total, con la derivada de la curva de amenaza sísmica, se le conoce como la **Curva de Desagregación de las Pérdidas Económicas**. Un ejemplo de este procedimiento se muestra en la Fig. 3.18, donde la subfigura superior es la pérdida económica esperada total, la segunda subfigura es la derivada de la curva de amenaza sísmica, y la tercera es la desagregación de las pérdidas económicas esperadas. La subfigura superior muestra la pérdida económica que se espera debido a un terremoto de intensidad IM , sin embargo, la probabilidad de ocurrencia de un terremoto no es igual para todas las intensidades (esto se vio en la sección 3.3 con la curva de amenaza sísmica). En la desagregación de las pérdidas económicas esperadas se considera la amenaza sísmica, por lo que esta curva representa cuánto aporta anualmente cada intensidad a la pérdida económica esperada. Se observa que las intensidades bajas aportan mayoritariamente a la desagregación de las pérdidas económicas esperadas, y esto tiene sentido, porque su probabilidad de ocurrencia es varios órdenes de magnitud mayor que los terremotos de gran intensidad, por lo que a partir de cierta intensidad la desagregación es prácticamente cero.

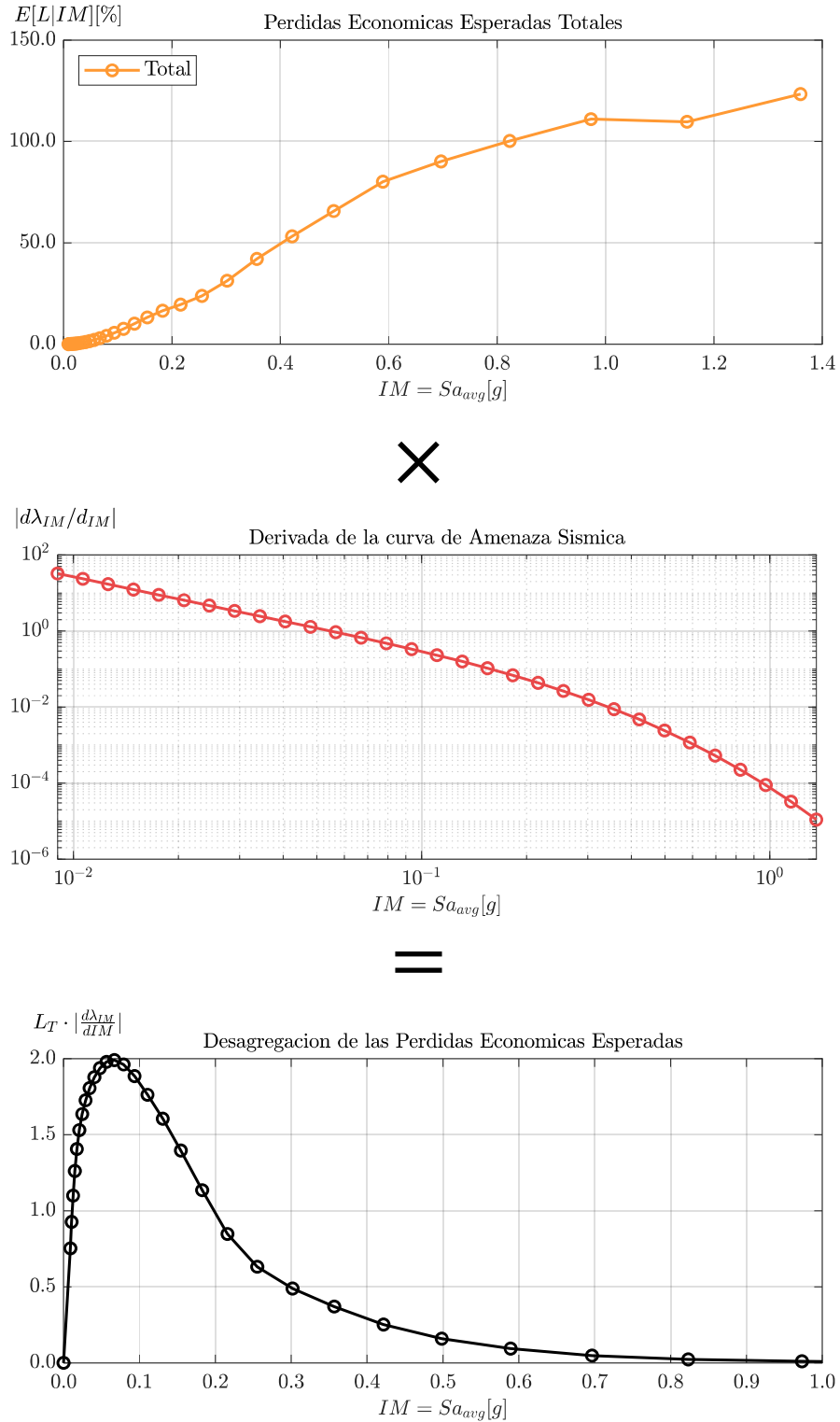


Figura 3.18: Procedimiento para el cálculo de la Desagregación de la Pérdida Económica Esperada de un edificio.

3.7.8. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas para elementos de un Edificio

En este trabajo se calculan Pérdidas Económicas Anualizadas para distintos componentes, el procedimiento de cada uno es similar a lo mostrado en la sección 3.7.7, y se explica detalladamente en los siguientes párrafos.

La Ec. (3.15) muestra la pérdida total del edificio para todas las intensidades, sin embargo, este mismo es la suma de las pérdidas de distintos componentes, por lo que cada componente tiene su propia desagregación y Pérdida Económica Anualizada. La ecuación generalizada para cualquier componente se muestra a continuación:

$$EAL_i = \int L_i \left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\| d_{IM} \quad (3.15)$$

donde EAL_i es la pérdida económica esperada anualizada para el componente i , L_i es la pérdida económica esperada del componente i , y $\left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\|$ es el módulo de la derivada de la curva de amenaza sísmica.

3.7.9. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas dado el Colapso de un Edificio

En la sección 3.7.4 se muestra la pérdida económica debido al colapso de una estructura. Aplicando la metodología mostrada en la sección anterior es posible calcular la Pérdidas Económicas Anualizadas dado el Colapso de un Edificio, donde $L_i = L_{col}$. La desagregación de las pérdidas económicas debido al colapso de una estructura muestra las intensidades que aportan mayoritariamente al colapso de la misma. Un ejemplo de este procedimiento se muestra en la Fig. 3.20, en donde se observa que, a diferencia de la desagregación de las pérdidas económicas esperadas, las intensidades bajas no aportan al colapso, esto se debe a que a esas intensidades la probabilidad de colapso es prácticamente cero, y a medida que aumenta la intensidad, aumenta la aportación de esas intensidades a las pérdidas económicas esperadas debido al colapso. A partir de cierta intensidad la curva desciende, y eso se debe a que esas intensidades tienen una ocurrencia cada vez menor.

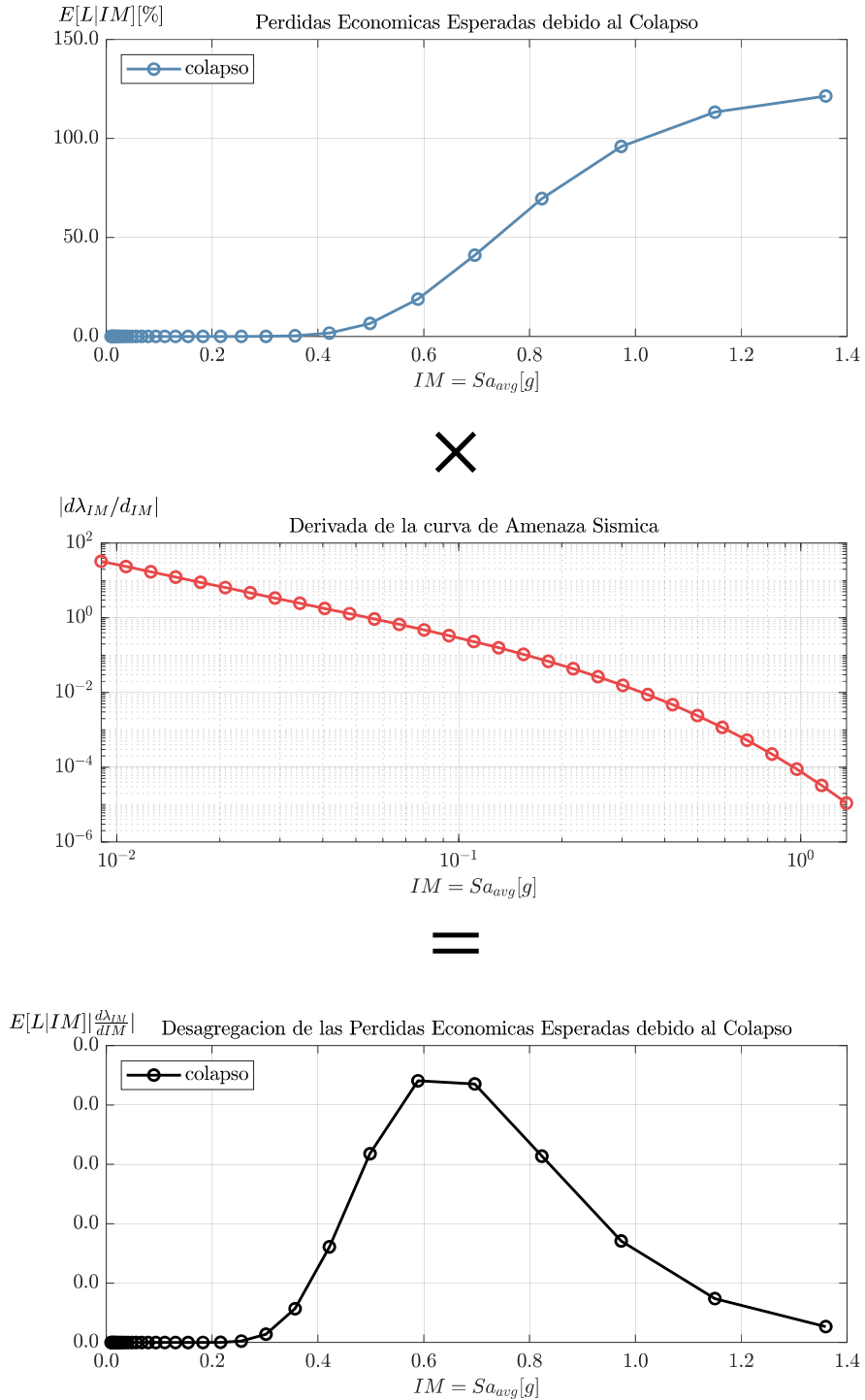
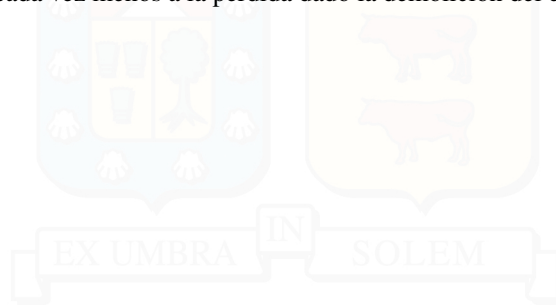


Figura 3.19: Procedimiento para el cálculo de la Desagregación de la Pérdida Económica Esperada debido al Colapso de un edificio.

3.7.10. Pronóstico de Pérdidas Económicas Anualizadas dada la Demolición de un Edificio

Aplicando la metodología mostrada en las secciones anteriores es posible calcular la Pérdidas Económicas Anualizadas debido la Demolición de un Edificio, donde $L_i = L_{demolicion}$. Un ejemplo de este procedimiento se muestra en la Fig. 3.20, en donde se observa que, para intensidades bajas, la desagregación es cero, y eso se debe a que la estructura no tiene derivas residuales de piso. A medida que aumenta la intensidad, la estructura incursiona en el rango no lineal y la desagregación aumenta. Al igual que todas las desagregaciones anteriormente expuestas, a cierta intensidad toma importancia la curva de amenaza sísmica, y las intensidades aportan cada vez menos a la pérdida dado la demolición del edificio.



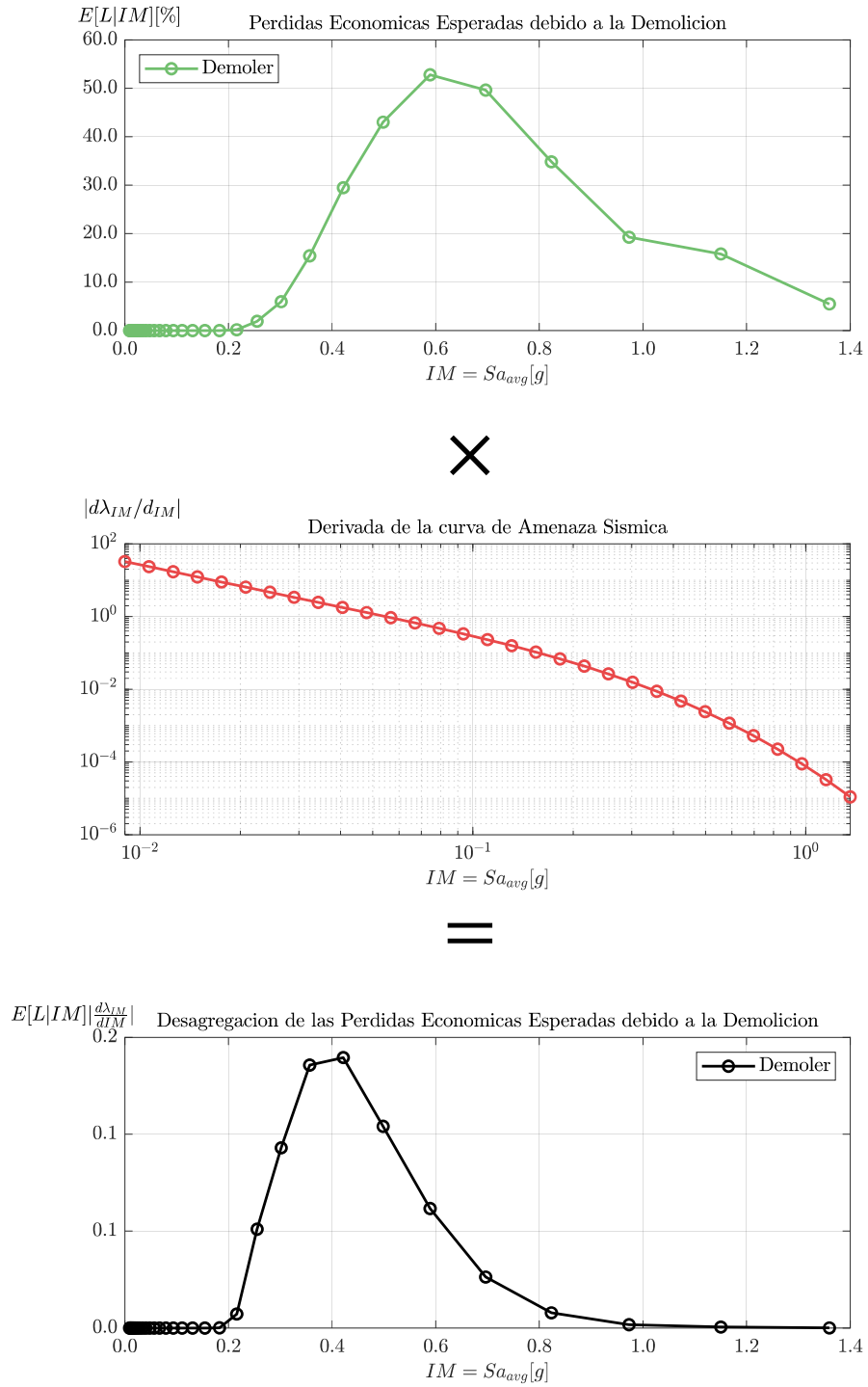


Figura 3.20: Procedimiento para el cálculo de la Desagregación de la Pérdida Económica Esperada debido a la Demolición de un edificio.

4 | Metodología

4.1. Introducción

Este capítulo describe los detalles de metodología de la ingeniería sísmica basada en el desempeño utilizada en esta investigación, entregando al lector toda la información de entrada utilizada para la obtención de los resultados.

Primero se describen los edificios analizados en esta investigación. Se analizó un total de 4 edificios, con 4, 9, 20, y 50 pisos respectivamente, todos con un sistema lateral basados en marcos de acero resistentes a momento. Luego, se describen los criterios para la asignación del amortiguamiento modal de los distintos edificios y casos de análisis. Las secciones siguientes explican los criterios empleados para la elección del nivel de intensidad asociado a las distintas franjas del análisis IDA, describiendo el procedimiento y criterios para la selección de los registros asociados a cada franja.

Las secciones centrales de este capítulo describen los criterios y parámetros asociados al modelamiento no lineal de los distintos edificios y casos de estudio. Se explican los detalles asociados al modelamiento de las no linealidades debido al material y la geometría, así como los criterios para la estimación de la curva de fragilidad de colapso de las estructuras.

El capítulo luego describe los parámetros empleados para el modelamiento de daño y la estimación de las pérdidas económicas de cada caso de estudio. Finalmente, se resumen los parámetros de modelamiento de todo el marco de trabajo de PBEE para cada edificio y caso de estudio.

4.2. Edificios Estudiados

Los 4 edificios considerados, se asumieron que están situados en San Francisco, California, con coordenadas $Lat = 37,793$, $Lon = -122,401$ y tipo de suelo C (en clasificación NEHRP, $V_{s30} = 537m/s$). Las siguientes secciones entregan una descripción general de los edificios. Se muestran los edificios en planta y elevación, y se describen sus propiedades modales.

4.2.1. Edificio de 4 pisos

La primera estructura estudiada es un edificio de oficinas de 4 pisos modelado por [Lignos \(2008\)](#) y también por [Eads \(2013\)](#). En este estudio, se utilizó como base el modelo de [Eads \(2013\)](#). Una vista en planta de la estructura se muestra en la Fig. 4.1. La altura del edificio es de 15.55 m y sus periodos naturales son $T_1=1.33$ s, $T_2=0.43$ s, $T_3=0.22$ s, y $T_4=0.13$ s. Como el edificio es simétrico, se modeló como un marco plano. En particular, se modeló el marco plano que actúa en la dirección este-oeste. Una vista en elevación de este marco se muestra en la Fig. 4.2.

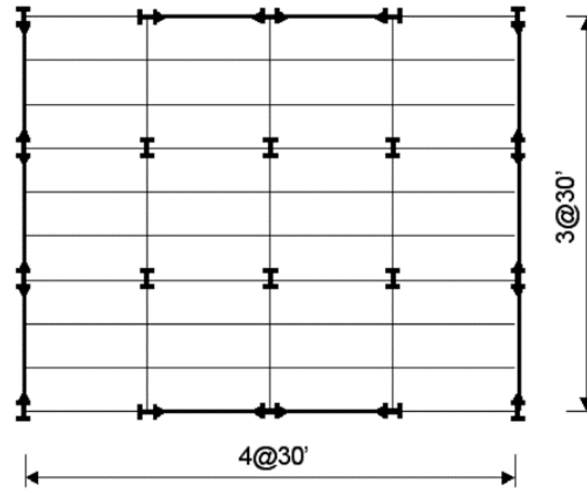


Figura 4.1: Planta del Edificio de 4 pisos en estudio (Eads, 2013).

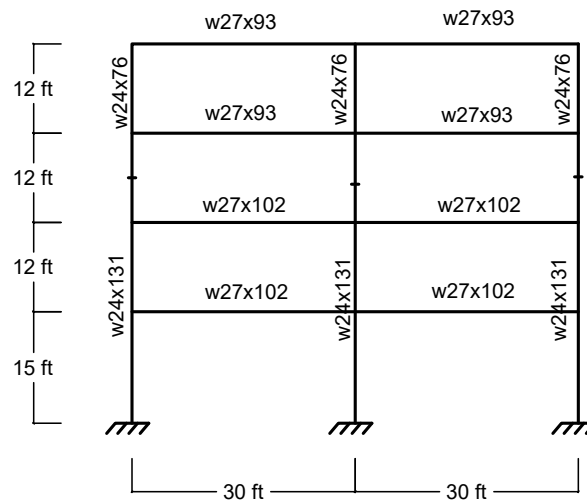


Figura 4.2: Elevación del Edificio de 4 pisos en estudio.

4.2.2. Edificio de 9 pisos

La segunda estructura estudiada es un edificio de oficinas de 9 pisos obtenido desde Ohtori et al. (2004) y cuya vista en planta y elevación de la estructura se puede ver en la Fig. 4.3. Posee una altura de 37.2 m y sus 5 primeros periodos naturales son $T_1=2.26$ s, $T_2=0.85$ s, $T_3=0.49$ s, $T_4=0.32$ s, y $T_5=0.23$ s. Se estudiará el marco de momento inferior (corte A-A). Dado que el edificio tiene 2 marcos de momento iguales en la dirección de estudio, tanto las cargas como los pesos sísmicos se reparten en ambos (i.e., el marco estudiado solo toma la mitad de la carga). Se realiza una ponderación por área para la asignación de las cargas en los nodos, la carga correspondiente a las columnas gravitacionales se asigna a la columna P-Delta (no mostrada en la figura).

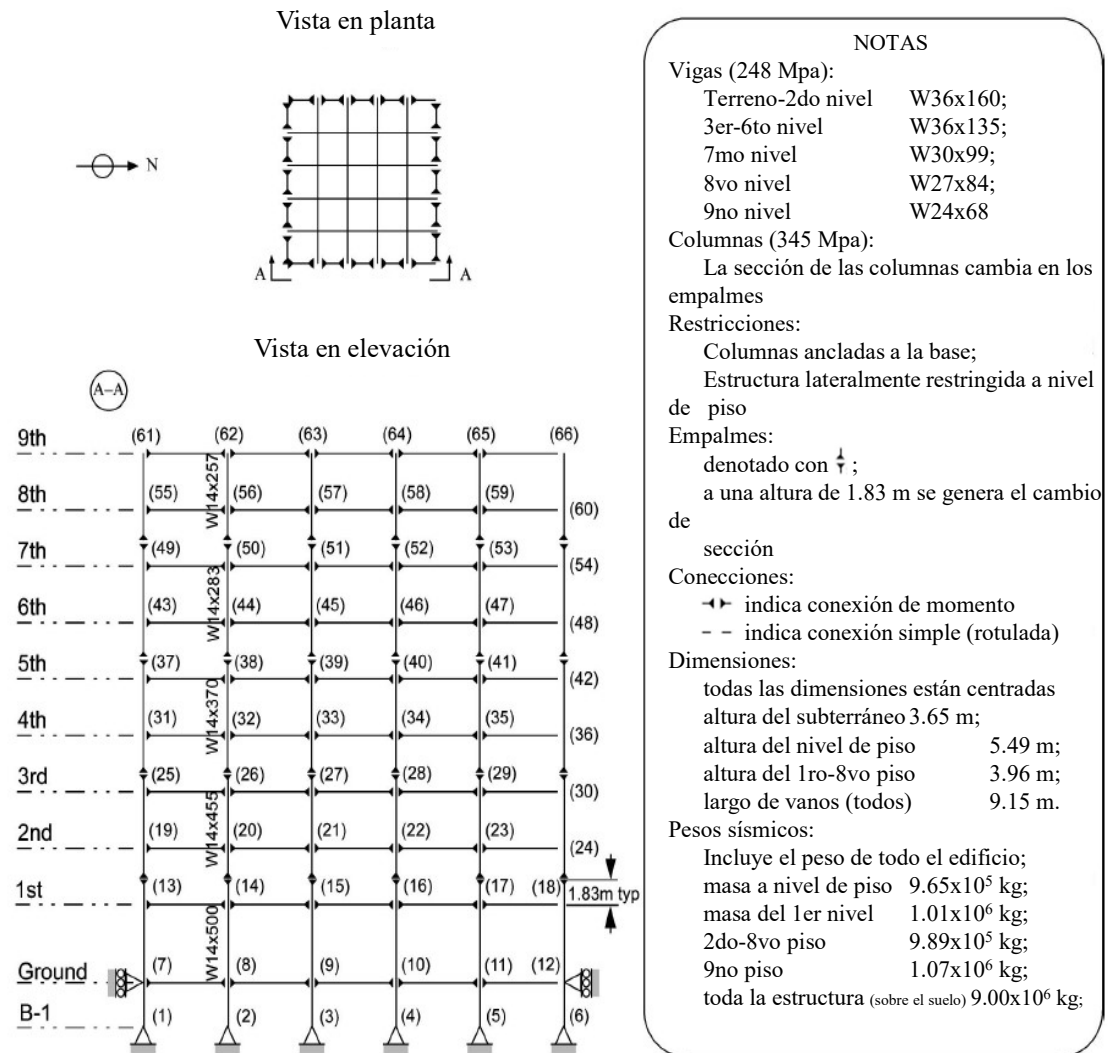


Figura 4.3: Edificio de 9 pisos en estudio (traducido de Ohtori et al. (2004)).

4.2.3. Edificio de 20 pisos

La tercera estructura estudiada es un edificio de oficinas de 20 pisos obtenido desde Ohtori et al. (2004) y cuya vista en planta y elevación de la estructura se muestra en la Fig. 4.4. Posee una altura de 80.8 m y los 5 primeros períodos naturales del edificio son $T_1 = 3.69$ s, $T_2 = 1.28$ s, $T_3 = 0.74$ s, $T_4 = 0.52$ s, y $T_5 = 0.39$ s. Se estudiará el marco de momento inferior (corte A-A). Dado que el edificio tiene 2 marcos de momento iguales en la dirección de estudio, tanto las cargas como los pesos sísmicos se reparten en ambos (i.e., el marco estudiado solo toma la mitad de la carga). Se realiza una ponderación por área para la asignación de las cargas en los nodos, la carga correspondiente a las columnas gravitacionales se asigna a la columna P-Delta (no mostrada en la figura).

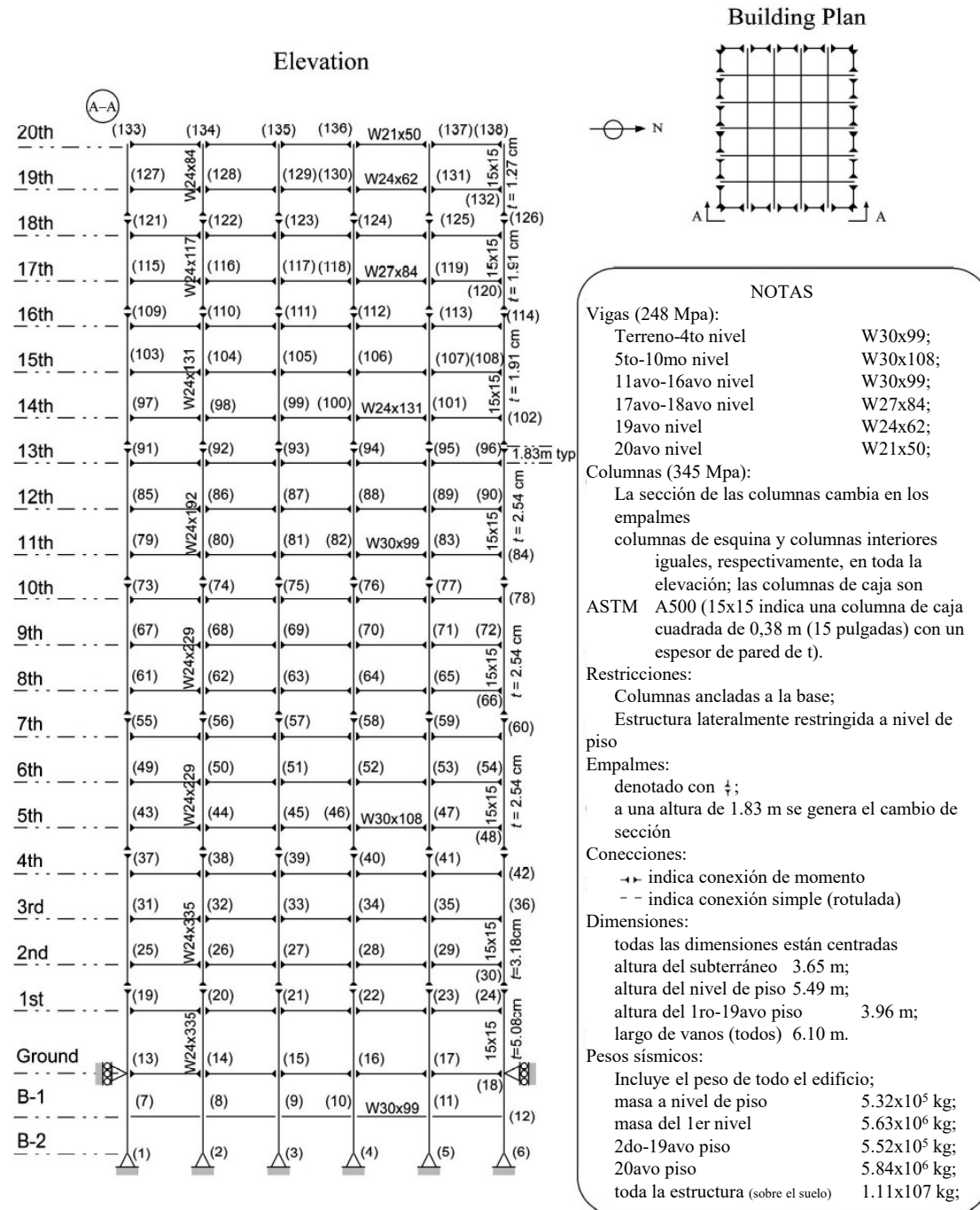


Figura 4.4: Edificio de 20 pisos en estudio (traducido de Ohtori et al. (2004)).

4.2.4. Edificio de 50 pisos

La cuarta y última estructura estudiada es un edificio de oficinas de 50 pisos obtenido desde Molina et al. (2019) y cuya vista en planta y elevación de la estructura se muestra en la Fig. 4.5. Posee una altura de 192.8 m y los 5 primeros períodos naturales del edificio son $T_1=6.5$ s, $T_2=2.37$ s, $T_3=1.34$ s, $T_4=0.94$ s, y $T_5=0.73$ s. Se estudiará el marco de momento inferior (eje 1). Dado que el edificio tiene 2 marcos de momento iguales en la dirección de estudio, tanto las cargas como los pesos sísmicos se reparten en ambos (i.e., el

marco estudiado solo toma la mitad de la carga). Se realiza una ponderación por área para la asignación de las cargas en los nodos, la carga correspondiente a las columnas gravitacionales se asigna a la columna P-Delta (no mostrada en la figura).

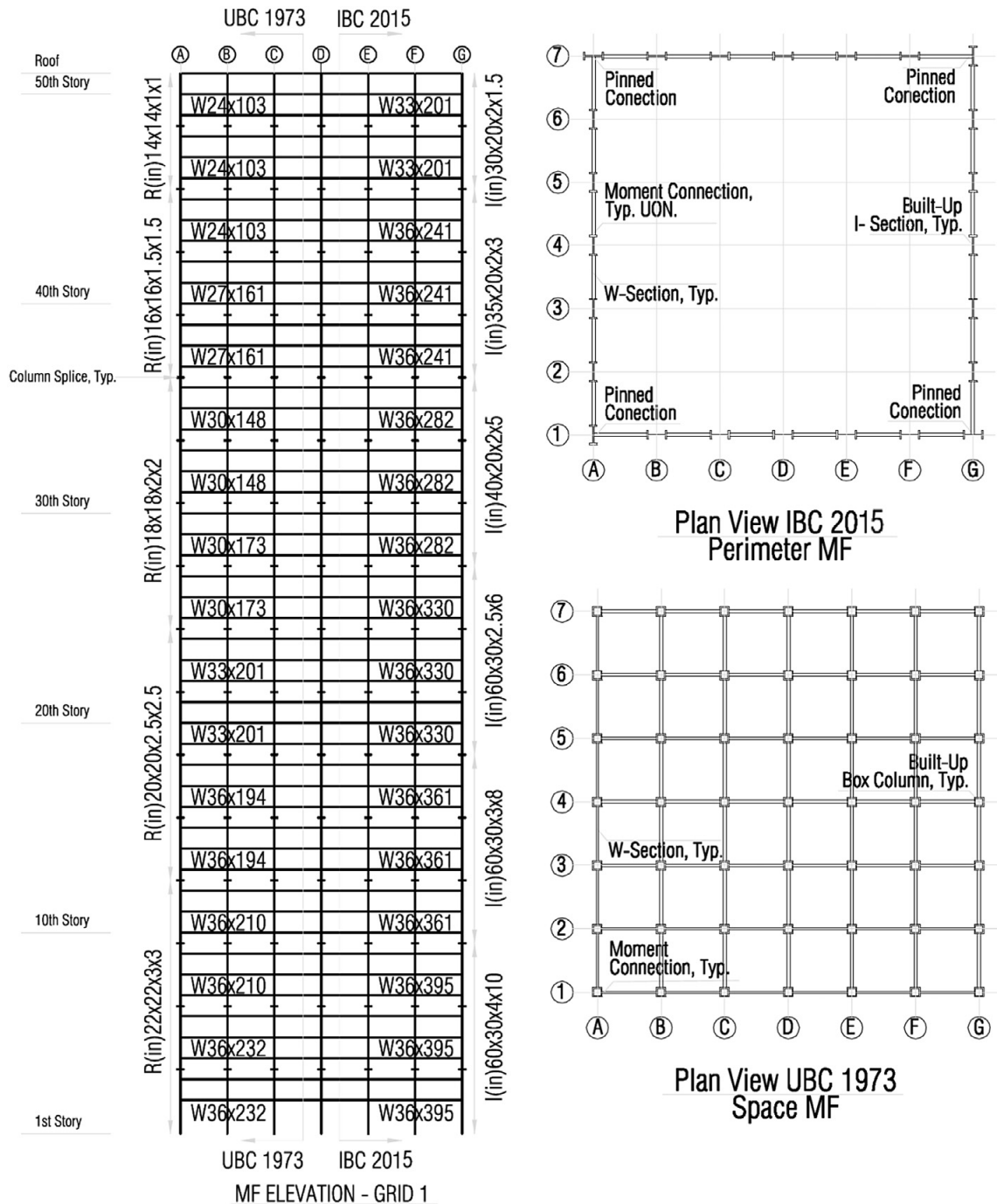


Figura 4.5: Edificio de 50 pisos en estudio (Molina et al., 2019).

4.3. Criterios para la Asignación de las Fracciones de Amortiguamiento Modal

4.3.1. Fracción de Amortiguamiento del Primer Modo

Debido a que el amortiguamiento del primer modo depende de la altura del edificio, y la variación no es lineal, también se evaluará la influencia de la altura del edificio en las pérdidas económicas esperadas. Para abarcar un amplio rango de alturas del dominio de la Ec. (4.1), se seleccionaron 4 edificios de distinta altura. Partiendo por un edificio de 4 pisos de 15.55 m, seguido por uno de 9 pisos de 37.2 m, luego uno de 20 pisos de 80.8 m, y finalmente un edificio de 50 pisos de 192.8 m.

El objetivo general de esta investigación es evaluar la sensibilidad del desempeño sísmico a variaciones en la fracción de amortiguamiento crítico. Por esta razón, para cada edificio en estudio se consideran 5 casos de amortiguamiento del primer modo basándose los resultados del trabajo de Cruz y Miranda (2021a), resumidos en la Ec. (4.1). Estos casos incluyen: el amortiguamiento del primer modo correspondiente al amortiguamiento medio ξ_μ , los amortiguamientos considerando el valor de la desviación estándar de los datos (tanto sumando como restando, $\xi_{\mu+\sigma}$ y $\xi_{\mu-\sigma}$) y los amortiguamientos considerando 2 desviaciones estándar de los datos (tanto sumando como restando, $\xi_{\mu+2\sigma}$ y $\xi_{\mu-2\sigma}$).

$$\xi(f) = 0.21H^{-0.47}, \sigma_{ln} = 0.42 \quad (4.1)$$

4.3.2. Fracción de Amortiguamiento de Modos Superiores

Todos los edificios se modelan con amortiguamiento modal. La fracción de amortiguamiento de los distintos modos del edificio se calcula en base a la ecuación 4.2 (Cruz y Miranda, 2017c). De acuerdo a lo expuesto en la sección 2.1.2, diversos estudios han mostrado que la fracción de amortiguamiento de modos superiores se satura en cierto valor. Para esta investigación, se asumió que el valor máximo que puede tomar la fracción de amortiguamiento de algún modo es 3 veces el amortiguamiento del primer modo. No se agregó la variabilidad en los modos superiores, sólo se consideró la que proviene del primer modo.

$$\xi(f) = \xi_1 \left[0.92 + 0.12 \left(\frac{f_n}{f_1} \right) \right] \leq 3\xi_1 \quad (4.2)$$

Uno de los objetivos específicos de este estudio es evaluar la influencia del modelo de amortiguamiento en las pérdidas esperadas, es por esto que el edificio de 50 pisos será evaluado con distintos modelos. El primero de ellos es el amortiguamiento modal y los siguientes corresponden a distintas configuraciones de amortiguamiento proporcional (tipo Rayleigh).

Para el amortiguamiento tipo Rayleigh, la fracción de amortiguamiento de modos superiores es calculada con la ecuación 4.3. La fracción de amortiguamiento de los 2 modos utilizados para el cálculo de las constantes a_0 y a_1 son iguales, sin limitar el valor máximo de la fracción de amortiguamiento de modos superiores.

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{\omega_n a_1}{2} \quad (4.3)$$

En el amortiguamiento tipo Rayleigh, se consideran 3 casos distintos, dependiendo de la combinación entre periodos/amortiguamientos utilizados como referencia:

1. Se utilizan los periodos $0.2T_1$ y $2T_1$, con un nivel de amortiguamiento equivalente al amortiguamiento medio obtenido a través de la Ec. (4.1).

2. Se utilizan los periodos T_1 y T_3 , con un nivel de amortiguamiento equivalente al amortiguamiento medio obtenido a través de la Ec. (4.1).
3. Se utilizan los periodos T_1 y T_5 , con un nivel de amortiguamiento equivalente al amortiguamiento medio obtenido a través de la Ec. (4.1).

Además, se considerará el caso de amortiguamiento constante, es decir, que todos sus modos tienen la misma fracción de amortiguamiento, y tiene una magnitud igual al amortiguamiento medio del primer modo. La Fig. 4.6 muestra la fracción de amortiguamiento de los modos superiores del edificio de 50 pisos.

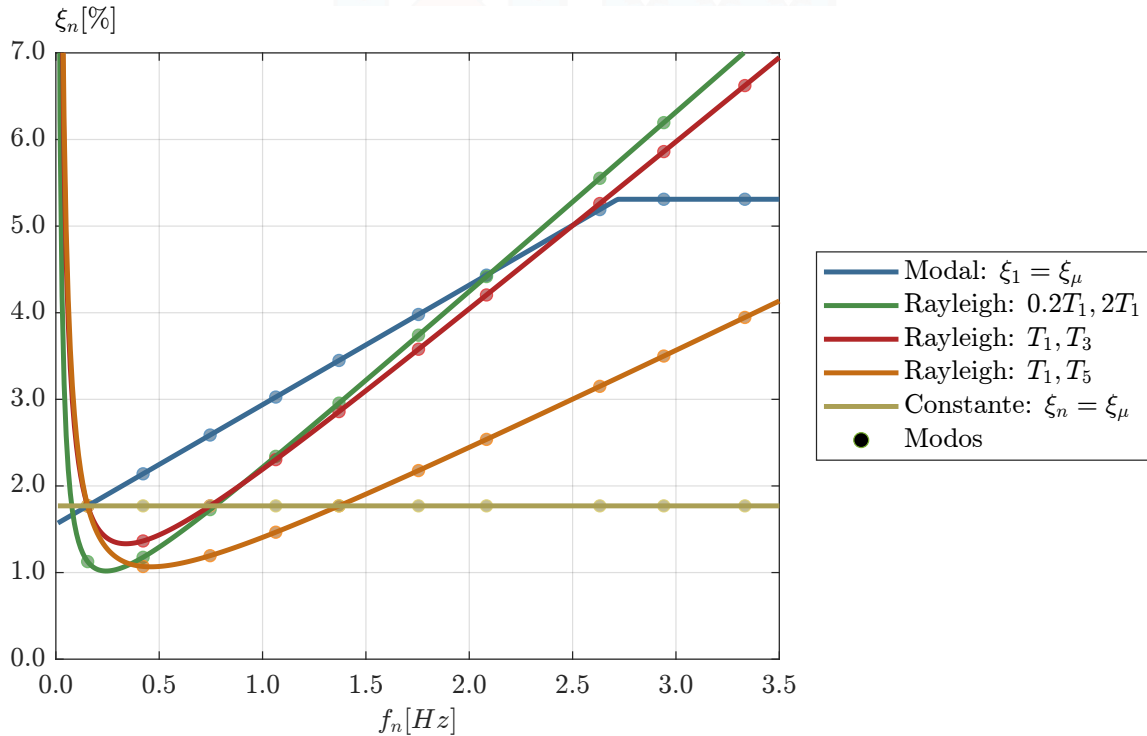


Figura 4.6: Amortiguamiento de modos superiores para todos los casos del edificio de 50 pisos.

4.4. Análisis de Franjas Múltiples: Generalidades.

Para evaluar la respuesta estructural a niveles crecientes de intensidad sísmica, se realiza un análisis dinámico incremental (IDA) de franjas múltiples. Este análisis consiste en elegir un número de franjas a distintos niveles de intensidad sísmica que permitan representar correctamente la amenaza sísmica. En este estudio se consideran 9 franjas y cada franja es elegida a partir de un determinado nivel de amenaza sísmica. Las primeras 5 franjas tienen la siguiente amenaza sísmica asociada:

- 1.- 50 % en 30 años
- 2.- 20 % en 50 años
- 3.- 10 % en 50 años
- 4.- 2 % en 50 años
- 5.- 1 % en 100 años

Las últimas 4 franjas son escalamientos de la quinta franja (1 % en 100 años), y sus factores de escala son 1.25, 1.5, 1.75, y 2. Para cada franja se seleccionaron 40 registros (siendo un total de 360 registros para el análisis IDA). Con el conjunto de registros por franja, es necesario evaluar la respuesta estructural de cada

registro. A partir de la respuesta estructural, se calcularon todos los EDP, que en este caso, corresponden a la deriva máxima de piso (IDR), la deriva residual de piso (RIDR) y la aceleración máxima de piso (PFA). A la cada EDP se le ajusta la distribución lognormal, obteniendo la mediana y la desviación estándar, con el método de máxima verosimilitud. Las medianas y desviaciones estándar entre franjas se interpolan linealmente.

4.5. Amenaza Sísmica y Selección de Registros

En esta sección se mostrará el proceso realizado para obtener las curvas de amenaza sísmica de todos los edificios.

4.5.1. Aceleración Espectral en el Primer Modo, $S a(T_1)$

Las curvas de amenaza sísmica, en función de la aceleración espectral en el primer modo, se obtuvieron desde la página del [USGS \(2022\)](#). Es importante notar que, debido a que los edificios tienen períodos fundamentales diferentes, cada edificio posee una curva de amenaza sísmica diferente. En consecuencia, la selección de registros es distinta para cada edificio. Los detalles de la selección de registros para cada edificio se encuentran en las Secciones 4.10.4, 4.11.4, 4.12.4, y 4.13.5.

Los niveles de intensidad sísmica asociados a cada franja se obtuvieron directamente de la curva de amenaza sísmica. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 4.7. Para cada franja se seleccionan 40 registros consistentes con el espectro condicionado ([Abrahamson y Al Atik, 2010](#)), cuyo valor ancla se define por la aceleración espectral que caracteriza a cada franja. Los registros compatibles con el espectro condicionado de cada franja se seleccionaron empleando la herramienta computacional desarrollada por [Jayaram et al. \(2011\)](#).

Los registros obtenidos son escalados para que la aceleración espectral en el periodo fundamental calce con el valor de la franja, pero se limitó el factor de escala a un máximo de 3, ya que ([Dávalos y Miranda, 2019](#)) mostraron que aún seleccionando los registros con la forma espectral, si el factor de escala es grande lleva a una sobreestimación de la respuesta sísmica, además de una sobreestimación de la probabilidad de colapso. En ningún caso se utilizó spectral matching.

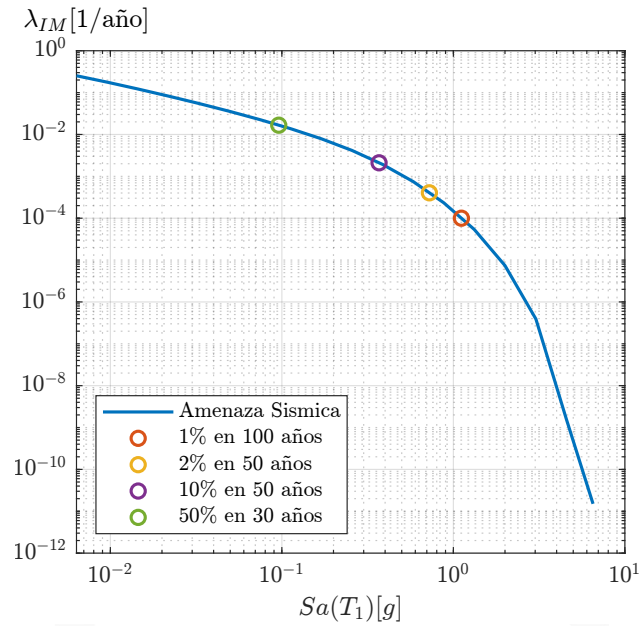


Figura 4.7: Curva de Amenaza Sísmica referencial, con ciertos niveles específicos de amenaza sísmica remarcados.

4.5.2. Aceleración Espectral Promedio, $Sa_{avg}(T_1)$

Las curvas de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral promedio se obtuvieron desde la página del [Bravo y Heresi \(2022\)](#).

Al igual que para el caso anterior, los niveles de intensidad sísmica asociados a cada franja se obtuvieron directamente de la curva de amenaza sísmica. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 4.8. Para cada franja se seleccionaron los 40 registros de toda la base de datos [PEER \(2022\)](#), cuyos $Sa_{avg}(T_1)$ sean los más cercanos al nivel de intensidad característica de cada franja.

Los registros obtenidos fueron escalados para que la aceleración espectral promedio coincida con el valor de la franja, limitando el factor de escala a un máximo de 3. En ningún caso se utilizó spectral matching.

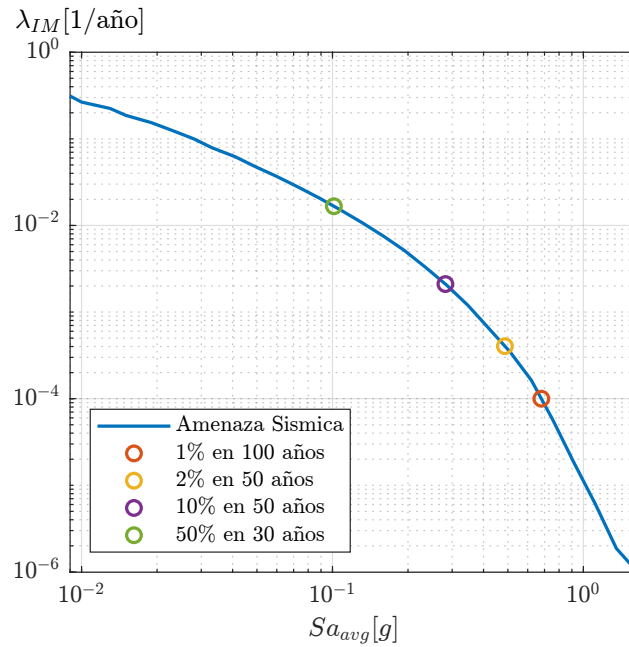


Figura 4.8: Curva de Amenaza Sísmica referencial, con ciertos niveles específicos de amenaza sísmica remarcados.

4.6. Modelamiento de la Respuesta Estructural

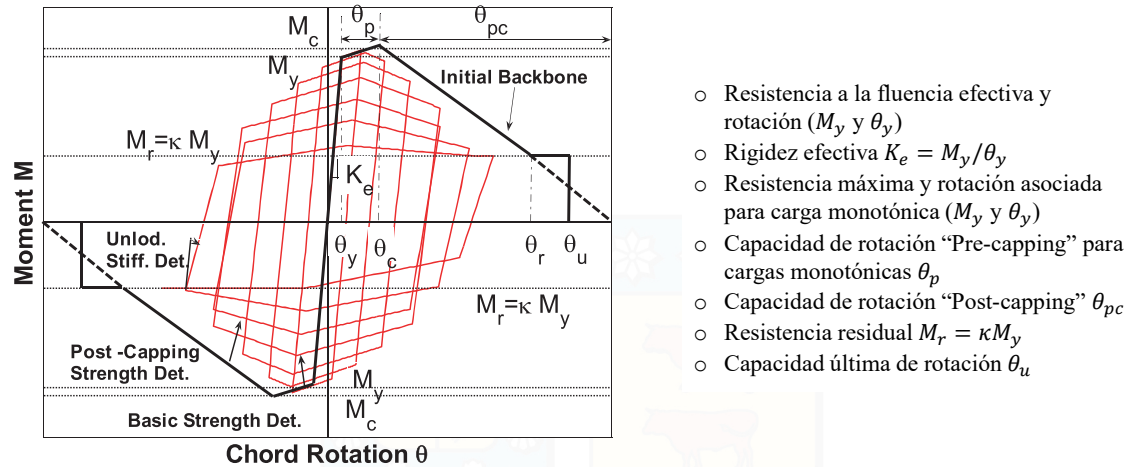
En esta sección se muestran los mecanismos utilizados para representar las no linealidades de cada edificio. La primera parte explica el modelamiento de las no linealidades provenientes del material, y la segunda muestra las no linealidades geométricas. La tercera parte expone los supuestos para el cálculo de la curva de fragilidad de colapso.

Debido a que los edificios poseen plantas simétricas, se decidió utilizar modelos planos, ya que es equivalente y la carga computacional disminuye considerablemente con respecto a realizar el modelo en 3D.

4.6.1. Modelamiento de las No Linealidades Provenientes del Material

Para todos los edificios en estudio, el comportamiento inelástico de los elementos estructurales fue modelado mediante rótulas de plasticidad concentrada. El comportamiento histerético de las rótulas está gobernado por una respuesta bilineal con la versión modificada del modelo de deterioramiento de Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra et al. (2005), Lignos et al. (2011)). El modelo utiliza una curva de capacidad multilínea de fuerza-desplazamiento y deterioramiento cíclico con parámetros que gobiernan la rigidez y la resistencia, como lo muestra la Fig. 4.9. La curva de capacidad fuerza-desplazamiento incluye una región elástica, una región post-fluencia/pre-saturación (pre-capping) entre la fluencia y la máxima resistencia (resistencia tope), y una región post-saturación (post-capping). La región post-saturación puede incluir una región de resistencia residual donde la resistencia del elemento es constante y baja a cero a una rotación última especificada.

En la descripción de cada edificio se entregarán los parámetros utilizados para cada modelamiento.



- Resistencia a la fluencia efectiva y rotación (M_y y θ_y)
- Rigidez efectiva $K_e = M_y/\theta_y$
- Resistencia máxima y rotación asociada para carga monotónica (M_y y θ_y)
- Capacidad de rotación "Pre-capping" para cargas monotónicas θ_p
- Capacidad de rotación "Post-capping" θ_{pc}
- Resistencia residual $M_r = \kappa M_y$
- Capacidad última de rotación θ_u

Figura 4.9: Modelo de deterioración de Ibarra-Medina-Krawinkler modificado y definición de los parámetros (traducido de Lignos et al. (2011)).

4.6.2. Modelamiento de No Linealidades Geométricas

Todos los análisis consideran efectos de segundo orden (efecto P-Delta). Como los modelos realizados corresponden a marcos planos, el efecto P-Delta debido a las cargas gravitacionales actuando fuera del marco fue modelado incorporando una columna P-Delta ("leaning column") en todos los modelos.

4.6.3. Colapso

En esta investigación se consideró que la estructura colapsa durante un terremoto si se cumple alguno de los siguientes criterios:

1. La razón de derivas de piso es mayor al 10 %.
2. Hay inestabilidad numérica.

4.6.4. Fragilidad de Colapso

Para cada caso de estudio considerado, se calculó la curva de fragilidad de colapso empleando el método de dos franjas propuesto por Eads et al. (2013). Cada franja contó con 120 registros, elegidos de acuerdo a la intensidad obtenida con el método. Es importante notar que el método propuesto por Eads et al. (2013) permite obtener la curva de fragilidad de colapso de la estructura, sin embargo, al utilizarse sólo 2 niveles de intensidad se pueden generar errores por aproximación numérica. Por ejemplo, la Fig. 4.10a muestra 2 fragilidades de colapso de referencia. La curva roja tiene mayor amortiguamiento que la curva naranja, y se cumple que en ambas intensidades (IM_1 ; IM_2) la probabilidad de colapso es menor para el caso de mayor amortiguamiento. Una vez generada la curva de fragilidad de colapso, se observa que en intensidades bajas (menores que 1 g) la fragilidad de colapso es menor para el edificio con menor amortiguamiento, lo cual no tiene sentido físico, sino que ocurre por la aproximación matemática. Para resolver este error, se decidió utilizar la envolvente máxima de cada curva, es decir, el máximo entre la curva de fragilidad de colapso de un determinado amortiguamiento, y la curva de fragilidad de colapso del amortiguamiento inmediatamente superior, como lo muestra la Fig. 4.10b.

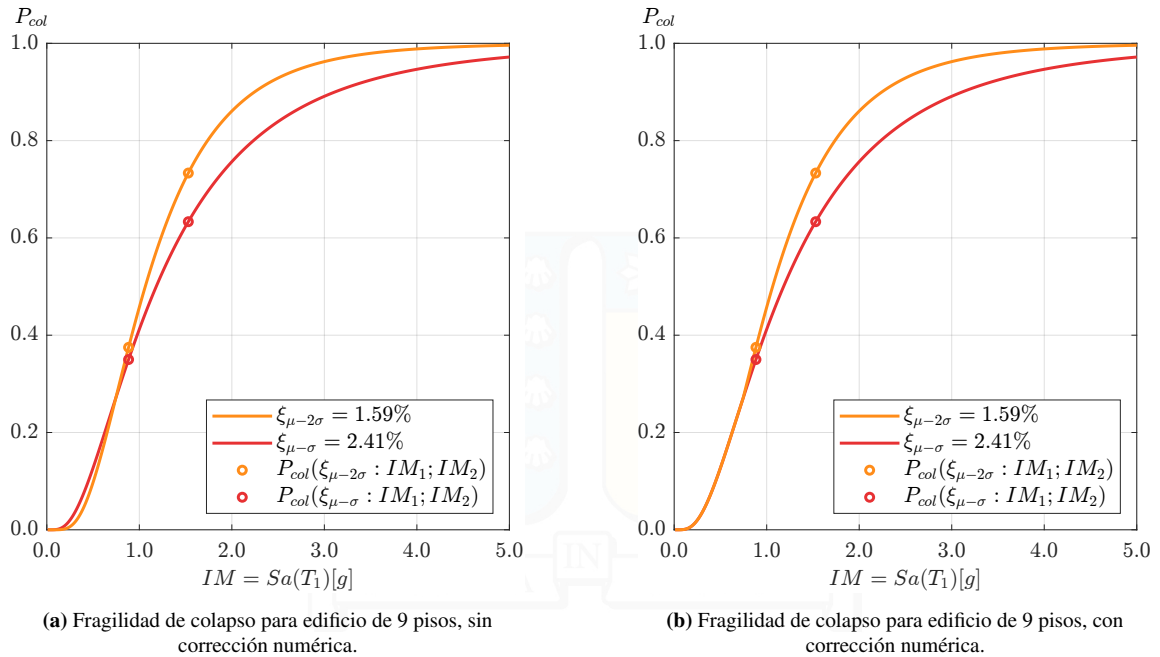


Figura 4.10: Ejemplo de resultados para el edificio de 9 pisos.

4.7. Modelamiento del Daño y Pérdidas.

4.7.1. Componentes Estructurales y No Estructurales

Para evaluar el daño, y sus pérdidas económicas asociadas, se requiere (1) determinar el tipo y cantidad de elementos no estructurales y componentes que contiene cada edificio; y (2) determinar sus curvas de fragilidad y de costos. En esta investigación, el tipo y cantidad de componentes se obtuvo a partir del trabajo de Ramirez (2009). En su trabajo, Ramirez desarrolló una metodología que mejora y simplifica la evaluación de las pérdidas de un edificio propuesta por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Esta metodología pre-computa las pérdidas de cada elemento, y permite obtener las pérdidas de cada piso directamente con la respuesta estructural.

Las curvas de fragilidad de los elementos estructurales y no estructurales de cada piso se muestran en las tablas 4.1 y 4.2, respectivamente. En cada tabla se muestra qué EDP controla el daño del componente y el costo de reparación, normalizado por el costo de reemplazo del componente. Todas las curvas de fragilidad tienen una distribución lognormal y estados de daños secuenciales. El componente "DS3 tipo tabique" fue propuesto por Aslani (2005), y corresponde a todos los elementos que deben ser reemplazados, cuando se reemplaza un tabique (e.g., cableado eléctrico, fontanería, etc.). Dado que es necesario reemplazar estos elementos cuando se reemplaza una partición, se le asignó el estado de daño de reemplazo, que corresponde al tercer estado de daño en tabiques (de ahí el DS3).

Dado que las pérdidas esperadas están normalizadas por el costo de reemplazo de cada componente, es ambiguo sumar las pérdidas, debido a que el reemplazo de un componente puede ser considerablemente más caro que otro. Es por esto que Ramirez (2009) también facilita la distribución de las componentes del edificio como una fracción del costo de reemplazo del piso, y así se pondera el impacto de cada componente en la pérdida esperada por piso. La distribución de cada componente por piso se incluye en la descripción de cada edificio (Secciones 4.10.3.1, 4.11.3, 4.12.3, y 4.13.4), dado que las distribuciones cambian dependiendo de la altura del edificio.

Tabla 4.1: Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizados por el costo de reemplazo del componente), parámetros para elementos estructurales (traducido de [Ramirez \(2009\)](#)).

Componente	Estado de Daño	Sensibilidad Sísmica	Parámetros de la función de fragilidad		Costo de Reparación	Referencia	
			Media (% para IDR)	Dispersión	Valor esperado		
Sub ensamble viga-columna	DS1	IDR	método de reparación 1	0.7	0.45	0.14	Brown y Lowes (2007)
	DS2		método de reparación 2	1.7	0.5	0.47	
	DS3		método de reparación 3	3.9	0.3	0.71	
	DS4		método de reparación 4	6.0	0.22	2.25	
sub ensamble columna-losa	DS1	IDR	Grietas Ligeras	0.4	0.39	0.1	Aslani y Miranda (2004)
	DS2		Gritas Severas	1.0	0.25	0.4	
	DS3		Falla por Punzonamiento	9.0	0.24	2.75	

Tabla 4.2: Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizados por el costo de reemplazo del componente), parámetros para elementos no estructurales (traducido de [Ramirez \(2009\)](#)).

Componente	Estado de Daño	Sensibilidad Sísmica	Parámetros de la función de fragilidad		Costo de Reparación	Referencia	
			Media (%)	Dispersión	Valor esperado		
Tabiques (incluye fachada)	DS1	IDR	Daños visibles y pequeñas grietas en placa de yeso que se puede reparar con encintar, pegar y pintar.	0.21	0.61	0.1	ATC (2007)
	DS2		Grieta extensa en placa de yeso que se puede reparar reemplazando el placa de yeso, encintado, pegado y cuadro.	0.69	0.4	0.6	
	DS3		Daño al panel y también al marco que se puede reparar reemplazando yeso tablero y marco, encintado, pegado y cuadro.	1.27	0.45	1.2	
DS3 tipo tabique	DS1	IDR		1.27	0.45	1.2	Aslani (2005)
Ventanas	DS1	IDR	Algunos daños menores alrededor del marco que se puede reparar con la realineación de la ventana.	1.6	0.29	0.1	Aslani y Miranda (2004)
	DS2		Ocurrencia de grietas en el panel de vidrio sin ninguna caída del vidrio que pueda ser reparado con la sustitución del vidrio panel.	3.2	0.29	0.6	
	DS3		Parte del panel de vidrio se cae del marco. El estado de daño se puede reparar con el reemplazo de panel de vidrio.	3.6	0.27	1.2	
Genérico-Drift	DS1	IDR	Daño Leve.	0.55	0.6	0.03	Ramirez et al. (2009)
	DS2		Daño Moderado.	1	0.5	0.1	
	DS3		Daño Extenso.	2.2	0.4	0.6	
	DS4		Daño Completo.	3.5	0.35	1.2	
Cielos	DS1	PFA	Los cables colgantes están separados y pocos los paneles se caen. El estado de daño puede ser reparado con la fijación de los cables colgantes y reemplazando el panel caído.	0.3	0.4	0.12	ATC (2007)
	DS2		Daño a algunos de los corredores principales y barras en T cruzadas además de colgantes alambres. El estado de daño puede ser reparado con la sustitución de las partes dañadas de la rejilla, paneles caídos y dañados cables colgantes.	0.65	0.5	0.36	
Genérico-aceleración	DS1	PFA	Daño Leve.	0.7	0.5	0.02	Ramirez et al. (2009)
	DS2		Daño Moderado.	1	0.5	0.12	
	DS3		Daño Extenso.	2.2	0.4	0.36	
	DS4		Daño Completo.	3.5	0.35	1.2	

4.8. Pérdidas Debido al Colapso de la Estructura

En la Sección 3.7.4 se explicó el procedimiento para el cálculo de la pérdida económica debido al colapso de una estructura. El término $E[L_T|C, IM]$ representa el costo de remover la estructura colapsada, más el costo de reemplazo del edificio (Ramirez y Miranda, 2012). En esta investigación se asumió que el costo de reemplazo del edificio es igual al costo de reemplazo de todas las componentes del mismo. Para esto, se consideraron únicamente los últimos estados de daño de los elementos de la tabla 4.1. Se obtuvo que el costo de reemplazar todas las componentes del edificio es un 1.25 veces mayor al costo del edificio, por lo que la pérdida económica debido al colapso de la estructura es $E[L_T|C, IM] = 125\%$ (costo normalizado por el reemplazo del edificio).

4.9. Pérdidas Económicas debido a Demolición de la Estructura dado que no Colapsa

En la Sección 3.7.5 se explicó el procedimiento para el cálculo de la pérdida económica debido a la demolición de la estructura, aún si esta no colapsó. El término $E[L_T|NC \cap D]$ representa el costo de demoler la estructura, remover los estructura demolida, más el costo de reemplazo del edificio, menos el costo de los elementos que se encuentren en buen estado (Ramirez y Miranda, 2012), por lo que el costo debido a la demolición es mayor que el costo debido al colapso. Arbitrariamente, se asumió que el costo de demolición es un 1.5 veces el costo del edificio. Por lo que la pérdida económica debido a la demolición de la estructura, aún si esta no colapsó es $E[L_T|NC \cap D] = 150\%$ (costo normalizado por el reemplazo del edificio).

4.10. Edificio de 4 Pisos

4.10.1. Masas y Cargas

La distribución de peso sísmico por piso es, desde el segundo piso, hasta el quinto/techo $4.85 \cdot 10^5$ kg, $4.76 \cdot 10^5$ kg, $4.76 \cdot 10^5$ kg, y $5.44 \cdot 10^5$ kg respectivamente, con un peso total de $19.82 \cdot 10^5$ kg. Los pesos sísmicos son aplicados en la unión viga-columna. Dado que el edificio tiene 2 marcos de momento iguales en la dirección de estudio, tanto las cargas como los pesos sísmicos se reparten en ambos (i.e., el marco estudiado sólo toma la mitad de la carga). Se realiza una ponderación por área para la asignación de las cargas en los nodos, la carga correspondiente a las columnas gravitacionales se asigna a la columna P-Delta (no mostrada en las figuras).

4.10.2. Fracciones de Amortiguamiento Modal

Para la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura, se utiliza la ecuación 4.1, y la ecuación 4.2 para el amortiguamiento en los modos superiores las fracciones de amortiguamiento modal utilizadas se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Fracciones de amortiguamiento modal del edificio de 4 pisos.

periodo [s]	modo	$\mu - 2\sigma$ [%]	$\mu - \sigma$ [%]	μ [%]	$\mu + \sigma$ [%]	$\mu + 2\sigma$ [%]
1.33	1	2.49	3.78	5.76	8.76	13.33
0.43	2	3.21	4.88	7.44	11.31	17.21
0.22	3	4.1	6.22	9.48	14.41	21.93
0.13	4	5.35	8.12	12.37	18.81	28.63

4.10.3. Comportamiento Histerético

La Tabla 4.4 muestra los parámetros del modelo IMK empleados para definir las rótulas plásticas del edificio de 4 pisos.

Tabla 4.4: Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 4 pisos (Eads, 2013).¹

Piso	Elemento	Sección	$M_y(lb - in)$	$K_e(kip - in/rad)$	$\theta_p(rad)$	$\theta_{pc}(rad)$	Λ
3.5-4	columna	W24x76	11000	32838	0.025	0.35	1.5
2-3.5	columna	W24x131	20350	65819	0.025	0.3	1.5
1	columna	W24x132	20350	46226	0.025	0.3	1.5
4,5 (techo)	Viga	W21x93	10938	12974	0.025	0.19	0.19
2,3	viga	W27x102	23251	23251	0.02	0.16	1.5

¹En este caso los parámetros adicionales de cada elemento son $\kappa = 0.4$, $M_c/M_y = 1.05$, y $\theta_u = 0.4rad$.

4.10.3.1. Distribución de Componentes por Piso

La distribución de componentes por piso se obtiene de Ramirez (2009). Los parámetros corresponden a un edificio bajo ("Low-rise") y se muestra en la Tabla 4.5. Los elementos "rugged" significan que fallan sólo si la estructura colapsa o es demolida.

Tabla 4.5: Distribución de Componentes para Edificio de 4 Pisos.

Altura del Edificio:		Edificio Bajo (1-5 plantas)		
Tipo de piso:		Piso Típico		
Grupo de Desempeño		Sensibilidad Sísmica	Grupo de Fragilidad	Costos Normalizados
B. EXTERIORES				
B10 Superestructura				
	Losa	Rugged		5.6 %
	Ensamble Viga-Columna	IDR	Estructural	5.0 %
	Ensamble Losa-Columna	IDR	Estructural	2.2 %
B20 Parte Exterior				
	Muros Exteriores	IDR	Tabiques	9.3 %
	Ventanas Exteriores	IDR	Ventanas	6.3 %
	Puertas Exterior	IDR	Tabiques	1.0 %
B30 Techo				
	Tejas	Rugged		0.0 %
	Traga Luz	Rugged		0.0 %
C. INTERIORES				
Tabiques y Terminaciones				
	Puertas Interiores	IDR	Tabiques	5.7 %
	Conexiones metálicas	IDR	Tabiques	2.5 %
	Construcción de Escaleras	IDR	Generico-Drift	0.8 %
	Terminaciones de piso - 60 % Alfombra	IDR	Generico-Drift	2.5 %
	30 % Azulejo Compuesto de Vinilo	Rugged	DS3 Tipo Tabique	5.6 %
	10 % Baldosas de Cerámica	Rugged		2.8 %
	Terminaciones de Cielo	PFA	Cielos	0.9 %
				6.5 %
D. SERVICIOS				
D10 Equipamiento				
	Ascensores	IDR	Generico-Drift	0.8 %
		PFA	Generico-Aceleración	7.5 %
D20 Plomería				
	Accesorios de Plomería	IDR	DS3 Tipo Tabique	0.9 %
		Rugged		1.2 %
D30 HVAC				
	Unidades terminales y de paquete	PFA	Generico-Aceleración	10.6 %
		IDR	Generico-Drift	3.5 %
	Otros Sis. HVAC & Equipamiento			-
D40 Protección al Fuego				
	Aspersores	PFA	Generico-Aceleración	0.5 %
	Fuentes de Alimentación	IDR	Generico-Drift	0.2 %
D50 Electricidad				
	Servicio/Distribución Electrica	PFA	Generico-Aceleración	1.6 %
	Iluminación y cableado de ramales	Rugged		1.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	PFA	Generico-Aceleración	5.4 %
	Iluminación y cableado de ramales	IDR	DS3 Tipo Tabique	4.8 %
	Comunicaciones y Seguridad	Rugged		1.1 %
	Comunicaciones y Seguridad	PFA	Generico-Aceleración	1.6 %
	Comunicaciones y Seguridad	IDR	DS3 Tipo Tabique	2.7 %
			Σ	100 %
				100 %

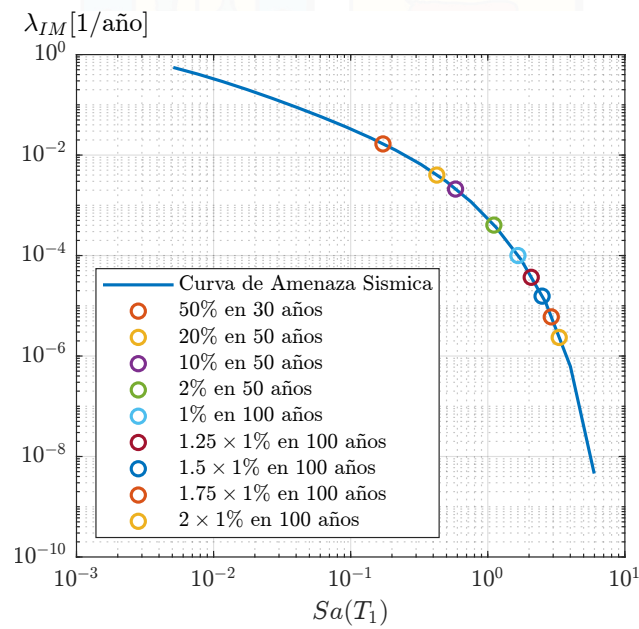
4.10.4. Curva de Amenaza Sísmica

Para este edificio, la curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral $Sa(T_1)$, con todas las franjas utilizadas se muestra en la Fig. 4.11.

La curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con todas las franjas utilizadas se muestra en la Fig. 4.12. Un resumen de las intensidades encontradas, para ambas medidas de intensidad se muestra en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Intensidades de cada franja para Edificio de 4 Pisos.

Franja	$Sa(T_1)[g]$	$Sa_{avg}[g]$
1	0.146	0.101
2	0.399	0.191
3	0.650	0.282
4	1.424	0.487
5	2.277	0.680
6	2.847	0.850
7	3.416	1.020
8	3.985	1.190
9	4.555	1.360

**Figura 4.11:** Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

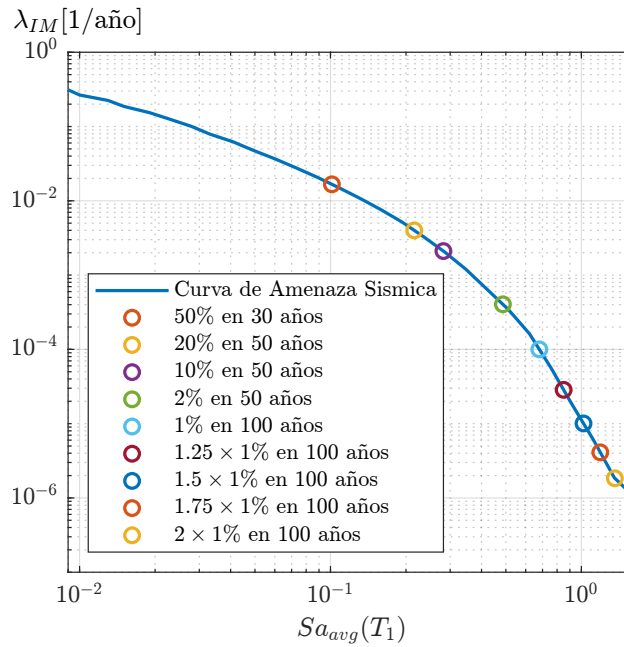


Figura 4.12: Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral Promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

4.11. Edificio de 9 Pisos

4.11.1. Fracciones de Amortiguamiento Modal

Las fracciones de amortiguamiento modal de este edificio se muestran en la Tabla 4.7. Es importante notar que para modos superiores se limitó el amortiguamiento hasta un máximo de 3 veces el amortiguamiento del primer modo, de acuerdo a lo mostrado en la sección 2.1.2.

Tabla 4.7: Resumen de los amortiguamientos del edificio de 9 pisos. ¹

periodo [s]	modo	$\mu - 2\sigma$ [%]	$\mu - \sigma$ [%]	μ [%]	$\mu + \sigma$ [%]	$\mu + 2\sigma$ [%]
2.26	1	1.66	3.78	3.84	5.84	8.89
0.85	2	2.05	4.69	4.76	7.24	11.02
0.49	3	2.44	5.58	5.66	8.62	13.12
0.32	4	2.91	6.65	6.74	10.26	15.62
0.23	5	3.44	7.85	7.97	12.13	18.46
0.17	6	4.16	9.51	9.65	14.68	22.35
0.14	7	4.73	10.80	10.96	16.68	25.38
0.12	8	4.97	11.35	11.51	17.52	26.67
0.09	9	4.97	11.35	11.51	17.52	26.67

¹A partir del 8vo modo, el amortiguamiento es constante y equivalente a 3 veces el amortiguamiento del primer modo.

4.11.2. Comportamiento Histerético

La Tabla 4.8 muestra los parámetros del modelo IMK empleados para definir las rótulas plásticas del edificio de 9 pisos. Las propiedades se obtuvieron a partir de la herramienta interactiva basada en la web para la ingeniería sísmica basada en el desempeño, desarrollada por Al-Shawwa y Lignos (2013).

Tabla 4.8: Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 9 pisos.

piso	Elemento	Sección	$M_y(lb - in)$	$K_e(kip - in/rad)$	$\theta_p(rad)$	$\theta_{pc}(rad)$
B	columna	W14x500	63215	109125	0.066	1.276
G	columna	W14x500	63215	47114	0.066	1.276
1	columna	W14x500	63215	41715	0.066	1.276
1.5-3.5	columna	W14x455	56352	72750	0.066	1.145
3.5-5.5	columna	W14x370	44441	100730	0.064	0.892
5.5-7.5	columna	W14x283	32576	88216	0.061	0.644
7.5-9	columna	W14x257	29389	66745	0.059	0.57
B-2	viga	W36x160	26814	51891	0.015	0.175
3-6	viga	W36x135	21937	41470	0.014	0.134
7	viga	W30x99	13451	21214	0.017	0.132
8	viga	W27x84	10473	15153	0.018	0.131
9	viga	W24x68	7578	9730	0.02	0.132

4.11.3. Distribución de Componentes por Piso

La distribución de componentes por piso se obtiene de [Ramirez \(2009\)](#). Los parámetros corresponden a un edificio de altura media, y se muestran en la Tabla 4.9. Los elementos “rugged” significan que fallan sólo si la estructura colapsa o es demolida.

Tabla 4.9: Distribución de Componentes para Edificio de 9 Pisos (Ramirez, 2009).

Altura del Edificio:	Edificio Medio (6-10 plantas)			
Tipo de piso:	Piso Típico			
Grupo de Desempeño	Sensibilidad Sísmica	Grupo de Fragilidad	Costos Normalizados	
B. EXTERIORES				
B10 Superestructura				
	Losa	Rugged		8.2 %
	Ensamble Viga-Columna	IDR	Estructural	7.2 %
	Ensamble Losa-Columna	IDR	Estructural	3.1 %
B20 Parte Exterior				
	Muros Exteriores	IDR	Tabiques	9.1 %
	Ventanas Exteriores	IDR	Ventanas	6.2 %
	Puertas Exterior	IDR	Tabiques	1.0 %
B30 Techo				
	Tejas	Rugged		0.0 %
	Traga Luz	Rugged		0.0 %
C. INTERIORES				
Tabiques y Terminaciones				
	Puertas Interiores	IDR	Tabiques	4.5 %
	Conexiones metálicas	IDR	Tabiques	1.9 %
	Construcción de Escaleras	IDR	Generico-Drift	0.6 %
	Terminaciones de piso - 60 % Alfombra	IDR	Generico-Drift	1.9 %
	30 % Azulejo Compuesto de Vinilo	IDR	DS3 Tipo Tabiques	4.4 %
	10 % Baldosas de Cerámica	Rugged		2.2 %
	Terminaciones de Cielo	Rugged		0.7 %
		PFA	Cielos	5.1 %
D. SERVICIOS				
D10 Equipamiento				
	Ascensores	IDR	Generico-Drift	0.9 %
		PFA	Generico-Aceleración	8.5 %
D20 Plomería				
	Accesorios de Plomería	IDR	DS3 Tipo Tabiques	0.9 %
		Rugged		1.1 %
D30 HVAC				
	Unidades terminales y de paquete	PFA	Generico-Aceleración	9.5 %
		IDR	Generico-Drift	3.2 %
D40 Protección al Fuego				
	Aspersores	PFA	Generico-Aceleración	2.0 %
	Fuentes de Alimentación	IDR	Generico-Drift	0.7 %
D50 Electricidad				
	Servicio/Distribución Electrica	PFA	Generico-Aceleración	1.5 %
	Iluminación y cableado de ramales	Rugged		1.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	PFA	Generico-Aceleración	5.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	IDR	DS3 Tipo Tabique	4.5 %
	Comunicaciones y Seguridad	Rugged		1.0 %
	Comunicaciones y Seguridad	PFA	Generico-Aceleración	1.5 %
	Comunicaciones y Seguridad	IDR	DS3 Tipo Tabique	2.5 %
			Σ	100 %
				100 %

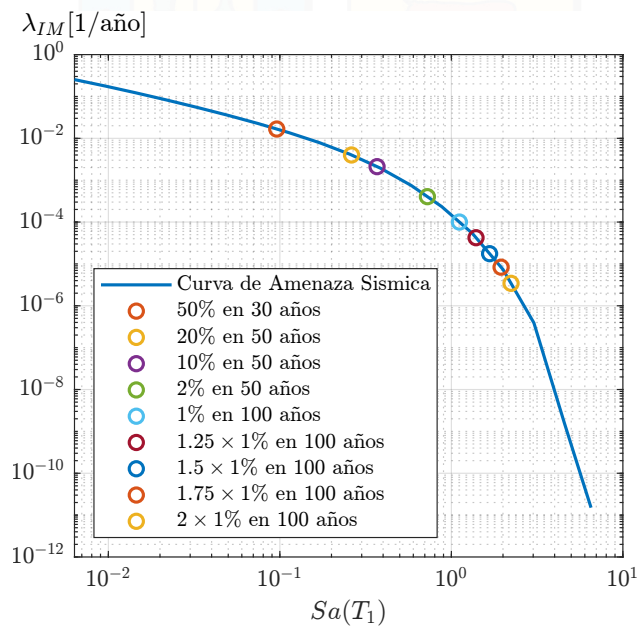
4.11.4. Curva de Amenaza Sísmica

Para este edificio, la curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral $Sa(T_1)$, con todas las franjas utilizadas, se muestra en la Fig. 4.13.

La curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con todas las franjas utilizadas, se muestra en la Fig. 4.14. Un resumen de las intensidades encontradas, para ambas medidas de Intensidad se muestra en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10: Intensidades de cada franja para Edificio de 9 Pisos.

Franja	$Sa(T_1)[g]$	$Sa_{avg}[g]$
1	0.100	0.061
2	0.238	0.115
3	0.376	0.183
4	0.781	0.322
5	1.210	0.479
6	1.513	0.599
7	1.815	0.719
8	2.118	0.839
9	2.420	0.958

**Figura 4.13:** Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

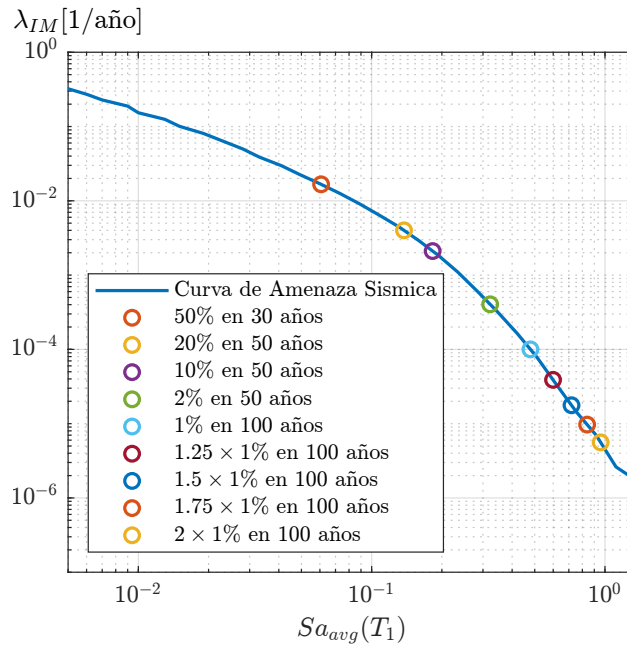


Figura 4.14: Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral Promedio $S_{avg}(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

4.12. Edificio de 20 Pisos

4.12.1. Fracciones de Amortiguamiento Modal

Las fracciones de amortiguamiento de los primeros 10 modos de este edificio se muestran en la Tabla 4.11. Es importante notar que para modos superiores se limitó el amortiguamiento hasta un máximo de 3 veces el amortiguamiento del primer modo, de acuerdo a lo mostrado en la sección 2.1.2.

Tabla 4.11: Resumen de los amortiguamientos de los primeros 10 modos del edificio de 20 pisos. ¹

periodo [s]	modo	$\mu - 2\sigma$ [%]	$\mu - \sigma$ [%]	μ [%]	$\mu + \sigma$ [%]	$\mu + 2\sigma$ [%]
3.69	1	1.15	1.75	2.67	4.06	6.17
1.28	2	1.46	2.22	3.38	5.14	7.82
0.74	3	1.75	2.66	4.05	6.16	9.38
0.52	4	2.04	3.10	4.72	7.19	10.94
0.39	5	2.37	3.60	5.48	8.34	12.69
0.31	6	2.70	4.11	6.26	9.53	14.50
0.26	7	3.02	4.59	6.99	10.64	16.20
0.22	9	3.45	5.25	8.00	12.17	18.52
0.18	9	3.45	5.25	8.00	12.17	18.52
0.16	10	3.45	5.25	8.00	12.17	18.52

¹A partir del 8vo modo, el amortiguamiento es constante y equivalente a 3 veces el amortiguamiento del primer modo.

4.12.2. Comportamiento Histerético

La Tabla 4.12 muestra los parámetros del modelo IMK empleados para definir las rótulas plásticas del edificio de 20 pisos.

Tabla 4.12: Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 20 pisos.

piso	Elemento	Sección	$M_y(lb - in)$	$K_e(kip - in/rad)$	$\theta_p(rad)$	$\theta_{pc}(rad)$
B2-B1	columna	W24x335	61283	147900	0.033	0.635
G-1.5	columna	W24x335	61283	98600	0.032	0.608
1.5-4.5	columna	W24x335	61283	129412	0.032	0.626
4.5-10.5	columna	W24x229	40654	83193	0.029	0.389
10.5-13.5	columna	W24x192	33851	68077	0.027	0.312
13.5-16.5	columna	W24x131	22302	43717	0.061	0.187
16.5-18.5	columna	W24x117	19685	38497	0.024	0.161
18.5-20	columna	W24x84	13421	25773	0.022	0.176
B2-4	viga	W30x99	13451	19285	0.017	0.134
5-10	viga	W30x108	14841	21605	0.017	0.154
11-16	viga	W30x99	13451	19285	0.017	0.134
17-18	viga	W27x84	14546	13775	0.018	0.134
19	viga	W24x62	6556	7540	0.019	0.165
20	viga	W21x50	4695	4756	0.022	0.162

4.12.3. Distribución de Componentes por Piso

La distribución de componentes por piso se obtiene de Ramirez (2009). Los parámetros corresponden a un edificio de gran altura, y se muestran en la Tabla 4.13. Los elementos “rugged” significan que fallan sólo si la estructura colapsa o es demolida.

Tabla 4.13: Distribución de Componentes para Edificio de 20 Pisos (Ramirez, 2009).

Altura del Edificio:	Edificio Alto (>10 plantas)		
Tipo de piso:	Piso Típico		
Grupo de Desempeño	Sensibilidad Sísmica	Grupo de Fragilidad	Costos Normalizados
B. EXTERIORES			
B10 Superestructura			
	Losa	Rugged	10.5 %
	Ensamble Viga-Columna	IDR	9.3 %
	Ensamble Losa-Columna	IDR	4.0 %
B20 Parte Exterior			
	Muros Exteriores	IDR	8.0 %
	Ventanas Exteriores	IDR	5.4 %
	Puertas Exterior	IDR	0.9 %
B30 Techo			
	Tejas	Rugged	0.0 %
	Traga Luz	Rugged	0.0 %
C. INTERIORES			
Tabiques y Terminaciones			
	Puertas Interiores	IDR	3.8 %
	Conexiones metálicas	IDR	1.6 %
	Construcción de Escaleras	IDR	0.5 %
	Terminaciones de piso - 60 % Alfombra	IDR	1.6 %
	30 % Azulejo Compuesto de Vinilo	Rugged	3.7 %
	10 % Baldosas de Cerámica	Rugged	1.9 %
	Terminaciones de Cielo	PFA	0.6 %
D. SERVICIOS			
D10 Equipamiento			
	Ascensores	IDR	0.5 %
		PFA	4.4 %
D20 Plomería			
	Accesorios de Plomería	IDR	0.6 %
		Rugged	0.7 %
D30 HVAC			
	Unidades terminales y de paquete	PFA	12.3 %
	Otros Sis. HVAC & Equipamiento	IDR	4.1 %
D40 Protección al Fuego			
	Aspersores	PFA	3.2 %
	Fuentes de Alimentación	IDR	1.1 %
D50 Electricidad			
	Servicio/Distribución Electrica	PFA	1.5 %
	Iluminación y cableado de ramales	Rugged	1.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	PFA	5.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	IDR	4.4 %
	Comunicaciones y Seguridad	Rugged	1.0 %
	Comunicaciones y Seguridad	PFA	1.5 %
	Comunicaciones y Seguridad	IDR	2.5 %
		Σ	100 %
			100 %

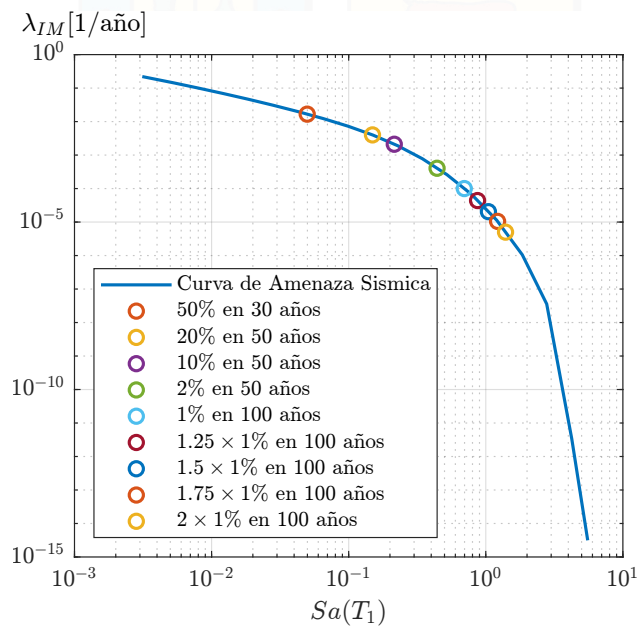
4.12.4. Curva de Amenaza Sísmica

Para este edificio, la curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral $Sa(T_1)$, con todas las franjas utilizadas, se muestra en la Fig. 4.15.

La curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral promedio $Sa_{avg}(T_1)$, con todas las franjas utilizadas, se muestra en la Fig. 4.16. Un resumen de las intensidades encontradas, para ambas medidas de intensidad, se muestra en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14: Intensidades de cada franja para Edificio de 20 Pisos.

Franja	$Sa(T_1)[g]$	$Sa_{avg}[g]$
1	0.052	0.047
2	0.136	0.094
3	0.220	0.141
4	0.472	0.243
5	0.742	0.366
6	0.928	0.458
7	1.113	0.550
8	1.299	0.641
9	1.484	0.733

**Figura 4.15:** Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

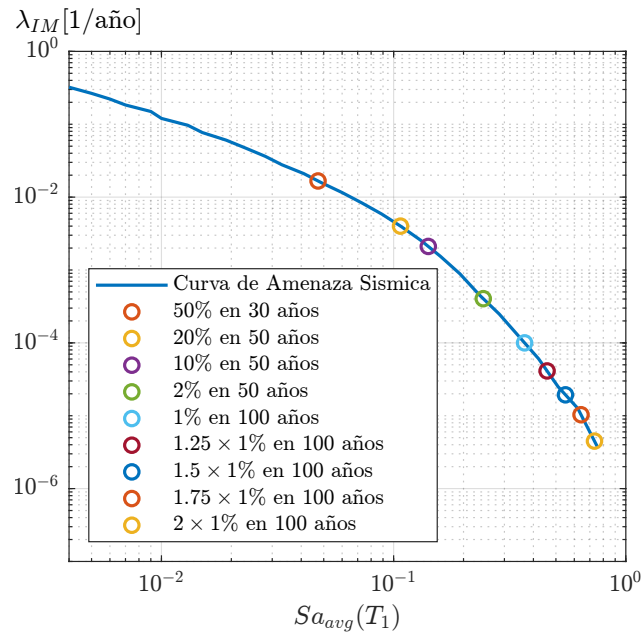


Figura 4.16: Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral Promedio $S_{a_{avg}}(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

4.13. Edificio de 50 Pisos

4.13.1. Masas y Cargas

La distribución de peso sísmico por piso es:

- Pisos 2-24: $16.36 \cdot 10^5$ kg,
- Piso 25: $28.1 \cdot 10^5$ kg
- Pisos 26-50: $16.36 \cdot 10^5$ kg
- Techo: $16.36 \cdot 10^5$ kg

Estos pesos incluyen la carga muerta y una porción de la carga viva. Los pesos sísmicos son aplicados en la unión viga-columna. Dado que el edificio tiene 2 marcos de momento iguales en la dirección de estudio, tanto las cargas como los pesos sísmicos se reparten en ambos (i.e., el marco estudiado sólo toma la mitad de la carga). Se realiza una ponderación por área para la asignación de las cargas en los nodos, la carga correspondiente a las columnas gravitacionales se asigna a la columna P-Delta (no mostrada en las figuras).

4.13.2. Fracciones de Amortiguamiento Modal

En este edificio no sólo se calculará la desagregación de la pérdida económica esperada con el amortiguamiento modal como en los anteriores edificios, sino que también se utilizará el amortiguamiento tipo Rayleigh, para comparar el efecto de cada modelo. Se decidió utilizar sólo un edificio para comparar los distintos modelos de amortiguamiento dado que no es el objetivo principal de esta investigación, y se decidió utilizar este edificio dado que tiene muchos modos superiores y se observaría de mejor manera el impacto del amortiguamiento en estos modos. Las siguientes subsecciones expondrán los amortiguamientos seleccionados para cada modelo.

4.13.2.1. Amortiguamiento Modal

Las fracciones de amortiguamiento de los primeros 10 modos de este edificio se muestran en la Tabla 4.15. Es importante notar que para modos superiores se limitó el amortiguamiento hasta un máximo de 3 veces el amortiguamiento del primer modo, de acuerdo a lo mostrado en la sección 2.1.2.

Tabla 4.15: Resumen de los amortiguamientos de los primeros 10 modos del edificio de 50 pisos. ¹

periodo [s]	modo	$\mu - 2\sigma$ [%]	$\mu - \sigma$ [%]	μ [%]	$\mu + \sigma$ [%]	$\mu + 2\sigma$ [%]
6.50	1	0.76	1.16	1.77	2.70	4.10
2.37	2	0.96	1.45	2.21	3.37	5.12
1.34	3	1.15	1.75	2.66	4.05	6.16
0.94	4	1.34	2.04	3.10	4.72	7.18
0.73	5	1.52	2.31	3.52	5.36	8.16
0.57	6	1.75	2.66	4.05	6.17	9.39
0.48	7	1.95	2.96	4.51	6.86	10.44
0.40	8	2.29	3.49	5.31	8.09	12.31
0.34	9	2.29	3.49	5.31	8.09	12.31
0.30	10	2.29	3.49	5.31	8.09	12.31

¹A partir del 8vo modo, el amortiguamiento es constante y equivalente a 3 veces el amortiguamiento del primer modo.

Para el estudio de modelos de amortiguamiento, también se estudia el caso de amortiguamiento constante, cuyo valor de fracción de amortiguamiento en todos los modos es igual al amortiguamiento medio, 1.77 %

4.13.2.2. Amortiguamiento tipo Rayleigh

Se consideran 3 casos de amortiguamiento tipo Rayleigh, y el amortiguamiento utilizado como referencia es el correspondiente al amortiguamiento medio obtenido con la Ec. (4.1), que en este caso es 1.77 %. Los casos se detallan a continuación:

1. Se utilizan los periodos $0.2T_1$ y $2T_1$ como referencia, y el valor del amortiguamiento de esos modos es 1.77 % (amortiguamiento medio según 4.1), y estando de acuerdo con las recomendaciones de PEER (2017) y LATBSDC (2020).
2. Se utilizan los periodos T_1 y T_3 como referencia, y el valor del amortiguamiento de esos modos es 1.77 % (amortiguamiento medio según 4.1), y estando de acuerdo con las recomendaciones de PEER (2017) y LATBSDC (2020).
3. Se utilizan los periodos T_1 y T_5 como referencia, y el valor del amortiguamiento de esos modos es 1.77 % (amortiguamiento medio según 4.1), y estando de acuerdo con las recomendaciones de PEER (2017) y LATBSDC (2020).

4.13.3. Comportamiento Histerético

Para capturar la naturaleza no lineal de los elementos, se ha optado por un modelo de plasticidad concentrada. Las relaciones de fuerza-deformación de las rótulas plásticas se modelaron de acuerdo a modelo Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra et al., 2005), las propiedades de las rótulas plásticas se muestran en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16: Propiedades de las rótulas plásticas para el edificio de 20 pisos (Molina et al., 2019).

piso	Elemento	Sección	$M_y(lb - in)$	$K_e(kip - in/rad)$	$\theta_p(rad)$	$\theta_{pc}(rad)$
1-9	columna	I(in)60x30x4x10	1004338	0.019	0.638	0.635
10-18	columna	I(in)60x30x3x8	842918.4	0.017	0.454	0.608
19-27	columna	I(in)60x30x2.5x6	675205.7	0.015	0.325	0.626
28-36	columna	I(in)40x20x2x5	238979	0.025	0.483	0.389
37-45	columna	I(in)35x20x2x3	141603.1	0.029	0.359	0.312
46-techo	columna	I(in)30x20x2x1.5	83099.65	0.03	0.251	0.187
1-9	viga	W36x395	67292.22	0.019	0.0338	0.161
10-18	viga	W36x361	61114.4	0.019	0.301	0.176
19-27	viga	W36x330	55538.43	0.018	0.268	0.134
28-36	viga	W36x282	46926.65	0.017	0.216	0.154
37-45	viga	W36x241	37066.92	0.018	0.203	0.134
46-techo	viga	W36x201	30756.34	0.017	0.16	0.134

4.13.4. Distribución de Componentes por Piso

La distribución de componentes por piso se obtiene de Ramirez (2009). Los parámetros corresponden a un edificio alto, y se muestran en la Tabla 4.17. Los elementos “rugged” significan que fallan sólo si la estructura colapsa o es demolida.

Tabla 4.17: Distribución de Componentes para Edificio de 50 Pisos (Ramirez, 2009).

Altura del Edificio:	Edificio Alto (>10 plantas)		
Tipo de piso:	Piso Típico		
Grupo de Desempeño	Sensibilidad Sísmica	Grupo de Fragilidad	Costos Normalizados
B. EXTERIORES			
B10 Superestructura			
	Losa	Rugged	10.5 %
	Ensamble Viga-Columna	IDR	9.3 %
	Ensamble Losa-Columna	IDR	4.0 %
B20 Parte Exterior			
	Muros Exteriores	IDR	8.0 %
	Ventanas Exteriores	IDR	5.4 %
	Puertas Exterior	IDR	0.9 %
B30 Techo			
	Tejas	Rugged	0.0 %
	Traga Luz	Rugged	0.0 %
C. INTERIORES			
Tabiques y Terminaciones			
	Puertas Interiores	IDR	3.8 %
	Conexiones metálicas	IDR	1.6 %
	Construcción de Escaleras	IDR	0.5 %
	Terminaciones de piso - 60 % Alfombra	IDR	1.6 %
	30 % Azulejo Compuesto de Vinilo	Rugged	3.7 %
	10 % Baldosas de Cerámica	Rugged	1.9 %
	Terminaciones de Cielo	PFA	0.6 %
D. SERVICIOS			
D10 Equipamiento			
	Ascensores	IDR	0.5 %
		PFA	4.4 %
D20 Plomería			
	Accesorios de Plomería	IDR	0.6 %
		Rugged	0.7 %
D30 HVAC			
	Unidades terminales y de paquete	PFA	12.3 %
	Otros Sis. HVAC & Equipamiento	IDR	4.1 %
D40 Protección al Fuego			
	Aspersores	PFA	3.2 %
	Fuentes de Alimentación	IDR	1.1 %
D50 Electricidad			
	Servicio/Distribución Eléctrica	PFA	1.5 %
	Iluminación y cableado de ramales	Rugged	1.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	PFA	5.1 %
	Iluminación y cableado de ramales	IDR	4.4 %
	Comunicaciones y Seguridad	Rugged	1.0 %
	Comunicaciones y Seguridad	PFA	1.5 %
	Comunicaciones y Seguridad	IDR	2.5 %
		Σ	100 %
			100 %

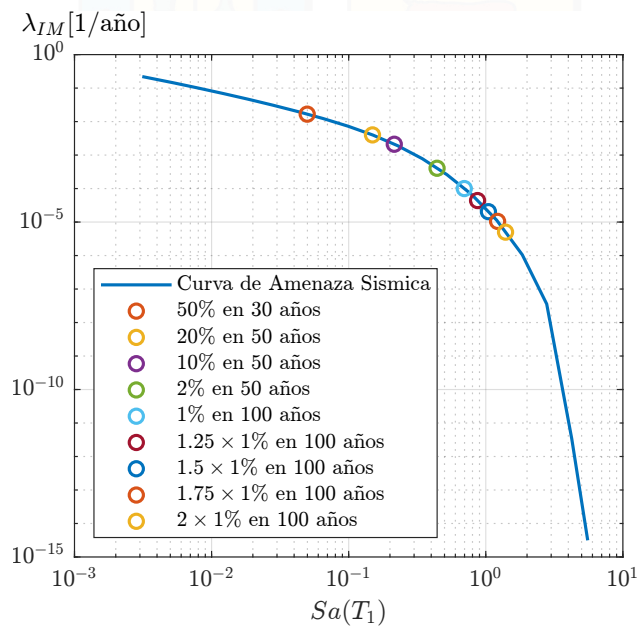
4.13.5. Curva de Amenaza Sísmica

Para este edificio, la curva de amenaza sísmica en función de la aceleración espectral $Sa(T_1)$, con todas las franjas utilizadas se muestra en la Fig. 4.17. Además, un resumen de las intensidades encontradas se muestra en la Tabla 4.18.

Es importante notar que para este edificio no hay curva de amenaza sísmica para $Sa_{avg}(T_1)$, debido a que la definición de la misma exige la aceleración espectral hasta 3 veces el periodo fundamental de la estructura, por lo que se requeriría la aceleración espectral en $T=19.5$ [s]. Obtener espectros hasta periodos tan altos es problemático debido a que los registros se filtran desde frecuencias cercanas a 0.1 [Hz], es decir, a un periodo de 10 [s], por lo que sobre ese periodo hay mucho ruido.

Tabla 4.18: Intensidades de cada franja para Edificio de 50 Pisos.

Franja	$Sa(T_1)[g]$
1	0.020
2	0.062
3	0.103
4	0.234
5	0.383
6	0.479
7	0.574
8	0.670
9	0.766

**Figura 4.17:** Curva de Amenaza Sísmica en función de la Aceleración Espectral $Sa(T_1)$, con las intensidades seleccionadas.

5 | Resultados

5.1. Introducción

Este capítulo muestra, analiza, y discute los resultados de todos los edificios estudiados. Las secciones 5.2.1, 5.3.1, y 5.4.1 muestran los resultados obtenidos para los edificios de 4, 9 y 20 pisos. Se muestra y analiza la fragilidad de colapso, para las 2 medidas de intensidad consideradas en esta investigación. Se analizan las pérdidas económicas esperadas, tanto en su desagregación como anualizadas, se explica y discuten los resultados de cómo afecta la variación de la fracción de amortiguamiento a estos parámetros. También se analiza la respuesta estructural en función de la fracción de amortiguamiento y en función de la intensidad sísmica.

En la sección 5.5.1 se analizan los resultados del edificio de 50 pisos. Se analizan los aspectos antes expuestos y, además, se analiza el impacto del modelo de amortiguamiento utilizado. Se analizan 5 casos de modelos de amortiguamiento, y se discuten los resultados en función de la fragilidad de colapso, desagregación de la pérdida económica y pérdida económica esperada anualizada.

La sección 5.7 compara las pérdidas económicas esperadas anualizadas entre todos los edificios. El objetivo de esta sección es mostrar el impacto de la altura de un edificio en sus pérdidas económicas esperadas, tanto en su magnitud, como ante la variación de la fracción de amortiguamiento.

La sección 5.8 compara los resultados obtenidos en función del parámetro de demanda ingenieríl. El objetivo de este capítulo es analizar si hay parámetros más sensibles a la variación de la fracción de amortiguamiento.

La sección 5.9 compara los resultados obtenidos en función de las componentes de un edificio. Las pérdidas económicas esperadas se separan en grupos de análisis según FEMA (2018), y por último se busca explicar qué componentes del edificio son más sensibles a la variación de la fracción de amortiguamiento.

Todos los resultados mostrados en esta sección están normalizados por el costo de reemplazo de cada edificio, por lo que son en porcentaje (%), por ejemplo, la pérdida económica anualizada esperada se representa como EAL , y en este caso al estar normalizada, se le llamará EAL_N .

5.2. Edificio de 4 Pisos

5.2.1. Fragilidad de Colapso

Para cada caso en estudio, la curva de fragilidad de colapso fue calculada empleando el método de Eads et al. (2013), de acuerdo con la metodología empleada en la Sección 3.4.3 de este documento. La Fig. 5.1a muestra la probabilidad de colapso de la estructura en función de la ordenada espectral evaluada en el periodo fundamental, $Sa(T_1)$, para todos los casos estudiados. La Tabla 5.1 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que, para este edificio, la fragilidad de colapso es

particularmente sensible a cambios del orden de una desviación estándar en la fracción de amortiguamiento. Por ejemplo, para el caso con el amortiguamiento medio, la intensidad asociada a una probabilidad de colapso del 50 % (mediana de la distribución) es $S_a = 1.6$ g. Para este mismo nivel de intensidad, la estructuras con una y dos desviaciones estándar menos de amortiguamiento exhiben probabilidades de colapso del 64 % y 68 %, respectivamente. Es decir, se observan aumentos del 28 % y 36 % en la probabilidad de colapso. Para este mismo nivel de intensidad, al variar el amortiguamiento en la dirección opuesta, esto es, aumentar la fracción de amortiguamiento en una y dos desviaciones estándar, se observa que se exhiben probabilidades de colapso del 45 % y 35 %, respectivamente. Vale decir, se observa que para este nivel de intensidad la probabilidad del colapso disminuye en un 10 % y 30 %, respectivamente.

La Fig. 5.1b muestra las curvas de fragilidad de colapso obtenidas utilizando la aceleración espectral promedio como medida de intensidad. La Tabla 5.2 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento utilizada es similar al exhibido al utilizar $S_a(T_1)$ (Fig. 5.1a), sin embargo, se observa que en todos los casos la dispersión de los casos de colapso es cerca de un 50 % menor. Esto se debe a la mayor eficiencia en la predicción de colapso de $S_{a_{avg}}(T_1)$ respecto de $S_a(T_1)$. Como se verá más adelante, la diferencia en la dispersión tendrá un efecto significativo en las pérdidas económicas esperadas calculadas en base a estas medidas de intensidad.

La tabla 5.3 muestra la tasa anual media de colapso, λ_{col} , para ambas medidas de intensidad, y se obtiene que esta sigue la tendencia mostrada la curva de fragilidad de colapso, es decir, a mayor amortiguamiento, menor tasa anual media de colapso. La cuarta columna de esta tabla muestra la razón que hay entre λ_{col} obtenido con $S_a(T_1)$ y $S_{a_{avg}}(T_1)$, se observa que para cada caso, λ_{col} asociado a $S_a(T_1)$ es entre 7 y 15 veces mayor que lo obtenido con $S_{a_{avg}}(T_1)$.

Para evaluar la influencia del amortiguamiento en la tasa anual media de colapso, se define la Razón de tasa anual media de colapso (RTAMC) como la tasa anual media de colapso calculada para una fracción de amortiguamiento ξ_i , $\lambda_{col}(\xi_i)$, y aquella asociada a la mediana de la fracción de amortiguamiento ξ_{mu} , $\lambda_{col}(\xi_{mu})$:

$$RTAMC = \frac{\lambda_{col}(\xi_i)}{\lambda_{col}(\xi_{\mu})} \quad (5.1)$$

La Fig. 5.2 muestra la RTAMC de este edificio para ambas medidas de intensidad, y se observa que en todos los casos $S_{a_{avg}}(T_1)$ es más sensible al cambio de amortiguamiento que $S_a(T_1)$. Se obtiene que en $S_a(T_1)$ el comportamiento no es lineal como en $S_{a_{avg}}(T_1)$, esto se debe principalmente a que algunas curvas de fragilidad de colapso fueron corregidas pues se cruzaban, como se explicó en la sección 4.6.4.

Tabla 5.1: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $S_a(T_1)$ como medida de intensidad.

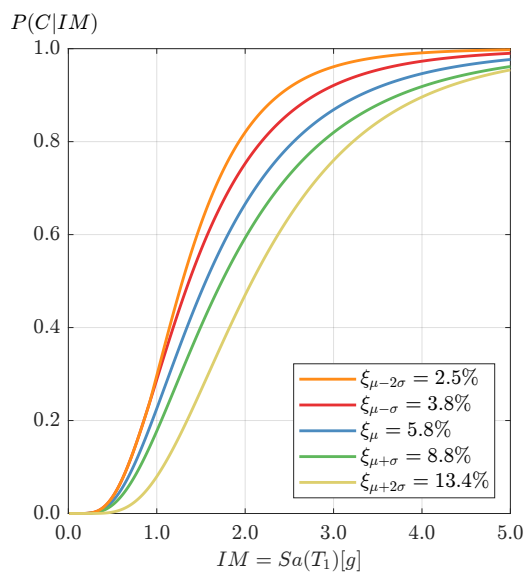
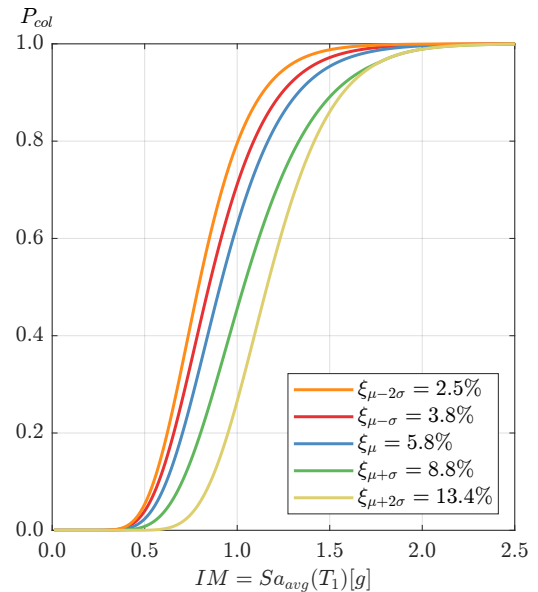
$S_a(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	1.555	0.5866
$\mu - \sigma$	1.369	0.5575
$\mu + \sigma$	1.738	0.5973
$\mu - 2\sigma$	1.291	0.4781
$\mu + 2\sigma$	2.079	0.5197

Tabla 5.2: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.

$Sa_{avg}(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	0.906	0.2996
$\mu - \sigma$	0.846	0.3001
$\mu + \sigma$	1.034	0.3021
$\mu - 2\sigma$	0.790	0.2844
$\mu + 2\sigma$	1.160	0.2374

Tabla 5.3: Tasa anual media de colapso, para $Sa(T_1)$ y $Sa_{avg}(T_1)$.

Amortiguamiento	λ_{col}		
	$Sa(T_1)$	$Sa_{avg}(T_1)$	$Sa(T_1)/Sa_{avg}(T_1)$
μ	0.00049	0.000056	8.71
$\mu - \sigma$	0.00062	0.000076	8.14
$\mu + \sigma$	0.00038	0.000031	12.30
$\mu - 2\sigma$	0.00064	0.000094	6.81
$\mu + 2\sigma$	0.00018	0.000011	15.69

**(a)** Probabilidad de colapso en todos los casos del Edificio de 4 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad.**(b)** Probabilidad de colapso en todos los casos del Edificio de 4 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad.**Figura 5.1:** Fragilidad de colapso para el edificio de 4 pisos.

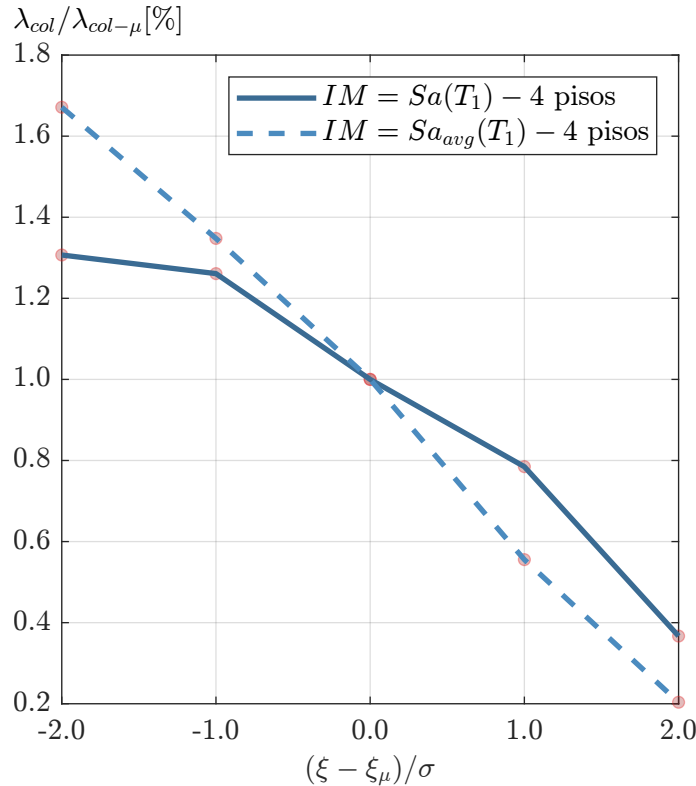


Figura 5.2: Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 4 pisos en estudio.

5.2.2. Pérdidas Económicas Esperadas

Las pérdidas económicas esperadas fueron estimadas utilizando la metodología de las pérdidas agrupadas por componentes de cada piso, descrita en la Sección 4.7 de este documento. Las Tablas 5.4 y 5.5 muestran las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio para los 5 casos en estudio, para ambas medidas de intensidad, respectivamente. En las mismas tablas antes mencionadas se exponen las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas para elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la misma. La pérdida económica anualizada esperada normalizada por el costo de reemplazo del edificio (EAL_N) es la suma de las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas de sus componentes. Se observa que, para todos los amortiguamientos, las pérdidas económicas anualizadas esperadas correspondientes a $Sa_{avg}(T_1)$ son aproximadamente 6 % menores que las obtenidas con $Sa(T_1)$. Esta diferencia se debe principalmente a la pérdida económica anualizada esperada de colapso, y la pérdida económica esperada debido a la demolición asociadas a $Sa_{avg}(T_1)$ son mucho menores que las obtenidas con $Sa(T_1)$. Esto se debe a que $Sa_{avg}(T_1)$ es más eficiente que $Sa(T_1)$ en la predicción del colapso. Como se mostró en la sección 5.2.1, $Sa_{avg}(T_1)$ tiene menor dispersión en la estimación de colapso que $Sa(T_1)$, esto genera que la curva de fragilidad de colapso se desarrolle más cercana a la media, y las intensidades bajas aporten en menor cantidad a la pérdida económica anualizada esperada. Las pérdidas económicas anualizadas esperadas de los elementos estructurales, no estructurales, y debido a la demolición son cercanos en ambas medidas de intensidad, por lo que ambas medidas de intensidad estiman la respuesta estructural sin grandes diferencias.

Tabla 5.4: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 4 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-no\ estructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicion}$
μ	0.771	0.031	0.560	0.059	0.121
$\mu - \sigma$	0.897	0.037	0.667	0.074	0.119
$\mu + \sigma$	0.629	0.025	0.465	0.046	0.093
$\mu - 2\sigma$	1.039	0.044	0.780	0.077	0.138
$\mu + 2\sigma$	0.491	0.020	0.376	0.021	0.074

Tabla 5.5: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 4 pisos, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa_{avg}(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-no\ estructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicion}$
μ	0.732	0.035	0.617	0.007	0.073
$\mu - \sigma$	0.855	0.041	0.718	0.009	0.087
$\mu + \sigma$	0.597	0.028	0.508	0.004	0.057
$\mu - 2\sigma$	0.965	0.046	0.810	0.011	0.097
$\mu + 2\sigma$	0.459	0.021	0.398	0.001	0.038

La Fig. 5.3 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas como función de la aceleración espectral evaluada en el periodo fundamental de la estructura, para los 5 casos de amortiguamiento en estudio. Los puntos en el gráfico representan las franjas utilizadas en el estudio. Esta curva representa la contribución relativa de los distintos niveles de intensidad sísmica a la pérdida esperada anualizada de la estructura. En todos los casos, se observa que las intensidades bajas concentran la mayor proporción de la pérdida total. Por ejemplo, las intensidades menores a 0.5 g concentran entre el 60 % y 70 % de la pérdida esperada total. Este fenómeno es común en este tipo de desagregaciones y se produce por la alta probabilidad de que ocurran terremotos que generen intensidades bajas, comparado con la baja frecuencia de sismos que dan origen a intensidades altas. Con respecto a la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento utilizada, es posible dividir el gráfico en tres rangos de intensidades:

1. 0 - 0.4g: Se observa una gran influencia del amortiguamiento en la desagregación de las pérdidas esperadas. Esta sensibilidad se debe a 2 razones fundamentales, la primera es que en esta zona la estructura se encuentra en el rango lineal/principios del rango no lineal, por lo que la respuesta del edificio se ve grandemente afectada por el amortiguamiento, y la segunda es porque la probabilidad de ocurrencia de terremotos de estas intensidades es alta, por lo que esta zona se ve amplificada con respecto a las siguientes. Las figuras 5.4 y 5.5 muestran la respuesta media de IDR y PFA, respectivamente, para este edificio en todos los niveles de intensidad considerados. Se observa que en las dos primeras franjas la respuestas medias responden notoriamente al cambio de amortiguamiento (esto no ocurre en las siguientes franjas, como se expondrá en el siguiente ítem). La segunda razón para esta influencia es la magnitud de la derivada de la curva de amenaza sísmica. En intensidades bajas, la magnitud de la derivada de la curva de amenaza sísmica es muy alta con respecto a las intensidades altas, por lo que la separación entre las curvas de pérdidas económicas esperadas se ve amplificada en la desagregación.
2. 0.4 - 1g: Al inicio, las curvas tienden a juntarse pero rápidamente hay un cambio de pendiente que provoca la separación de las curvas. Este fenómeno se debe a la pérdida económica esperada debido a la demolición del edificio. La Fig. 5.6 muestra la desagregación de las pérdidas económicas esperadas de los elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la misma. Los elementos estructurales y no estructurales comparten el peak máximo cercano a 0.1 g, sin embargo, la desagregación debido a la demolición tiene su peak cercano a 0.5 g, cuando las otras pérdidas son casi nulas, y a medida que disminuye el amortiguamiento esta desagregación crece, por lo que es más notorio en los casos de menor amortiguamiento, de ahí la separación de las curvas.

3. $1g$ - : Se observa que la desagregación es prácticamente insensible al cambio de fracción de amortiguamiento. Esto se debe principalmente a la magnitud de la derivada de la curva de amenaza sísmica, que en estas intensidades es muy cercana a cero. La respuesta estructural igualmente afecta a este comportamiento, como se muestra en las figuras 5.4 y 5.5, las respuestas medias son prácticamente indiferentes al cambio de amortiguamiento, solapándose y cruzándose respuestas.

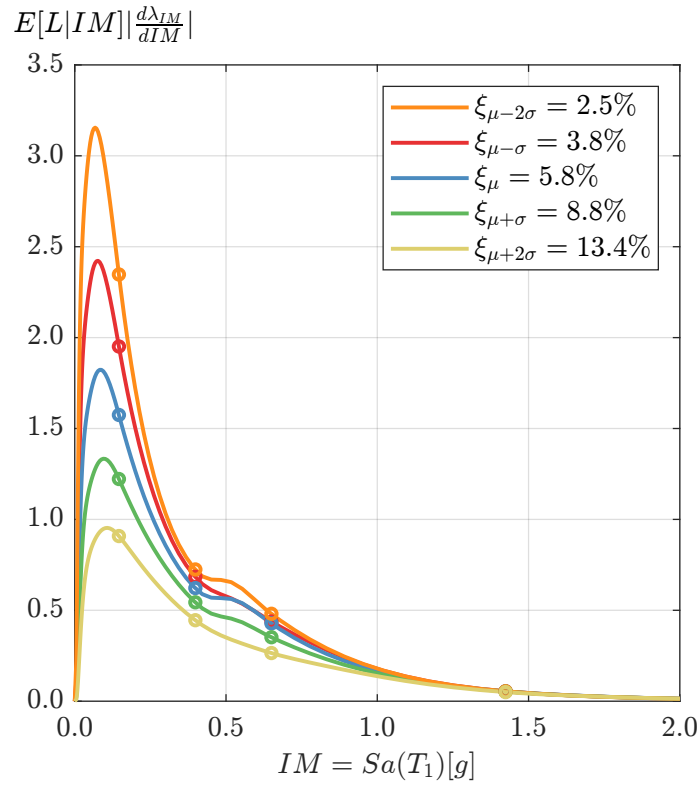


Figura 5.3: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 4 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

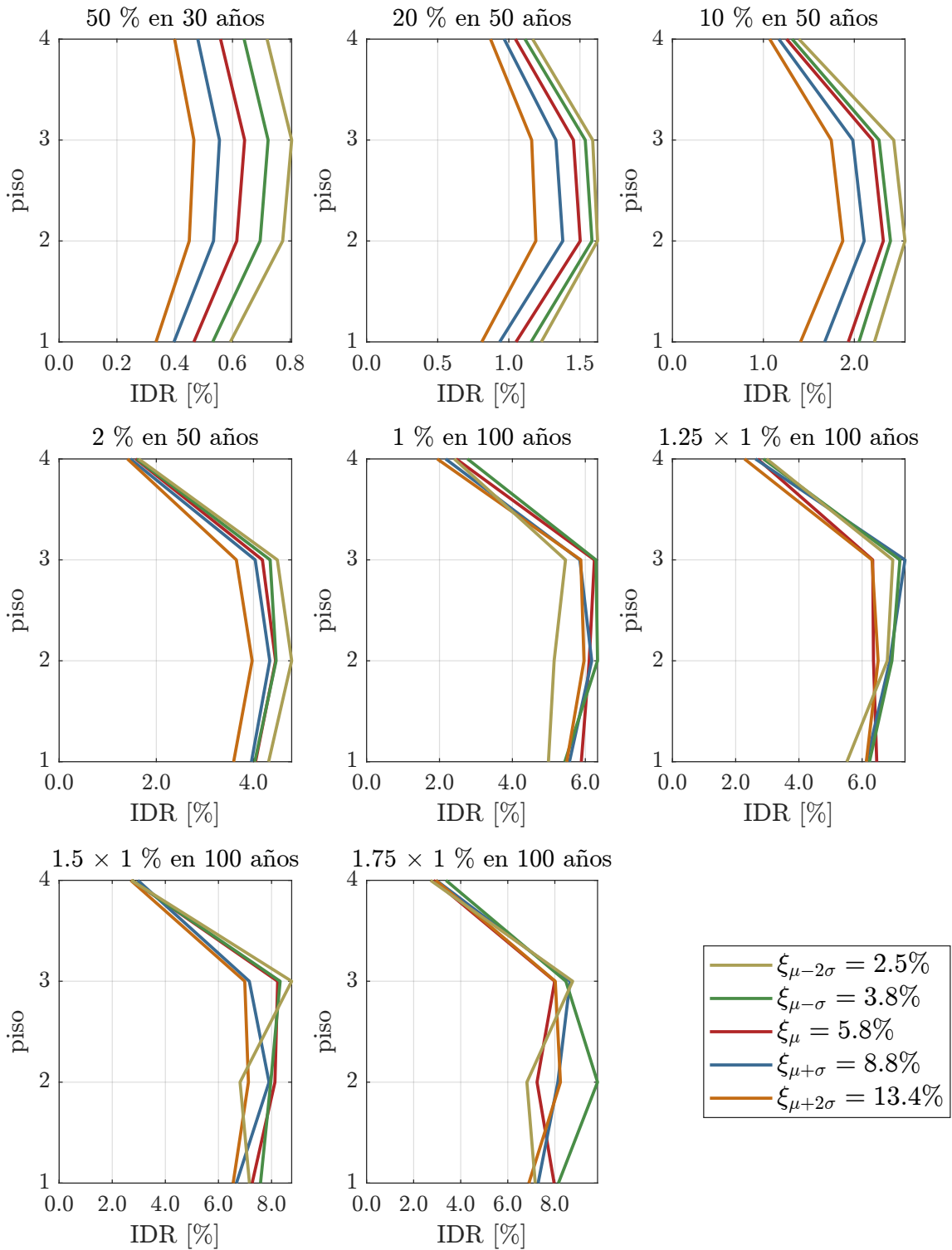


Figura 5.4: Media de deriva de piso de los casos que no colapsan para el edificio de 4 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

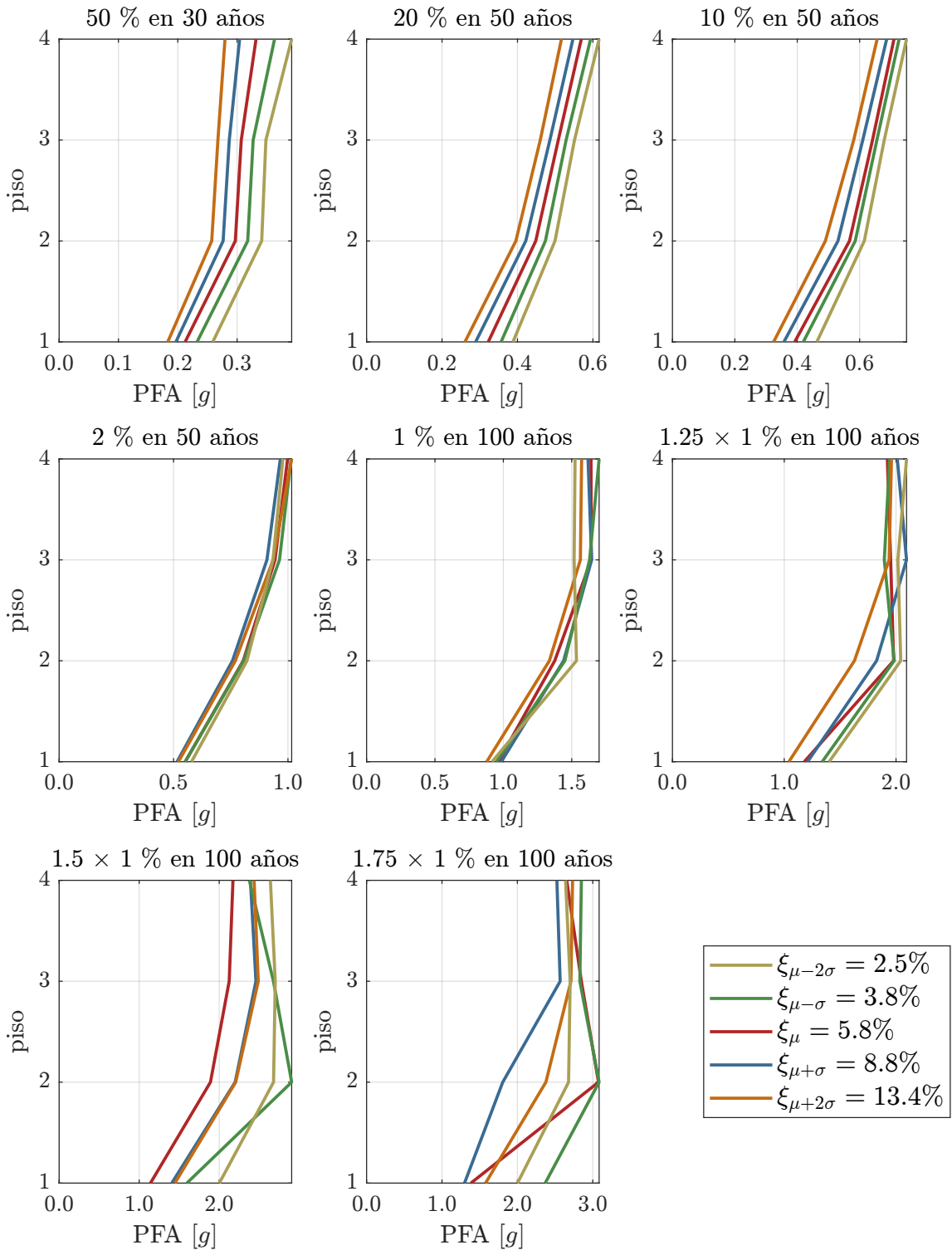


Figura 5.5: Media de aceleraciones de piso de los casos que no colapsan para el edificio de 4 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

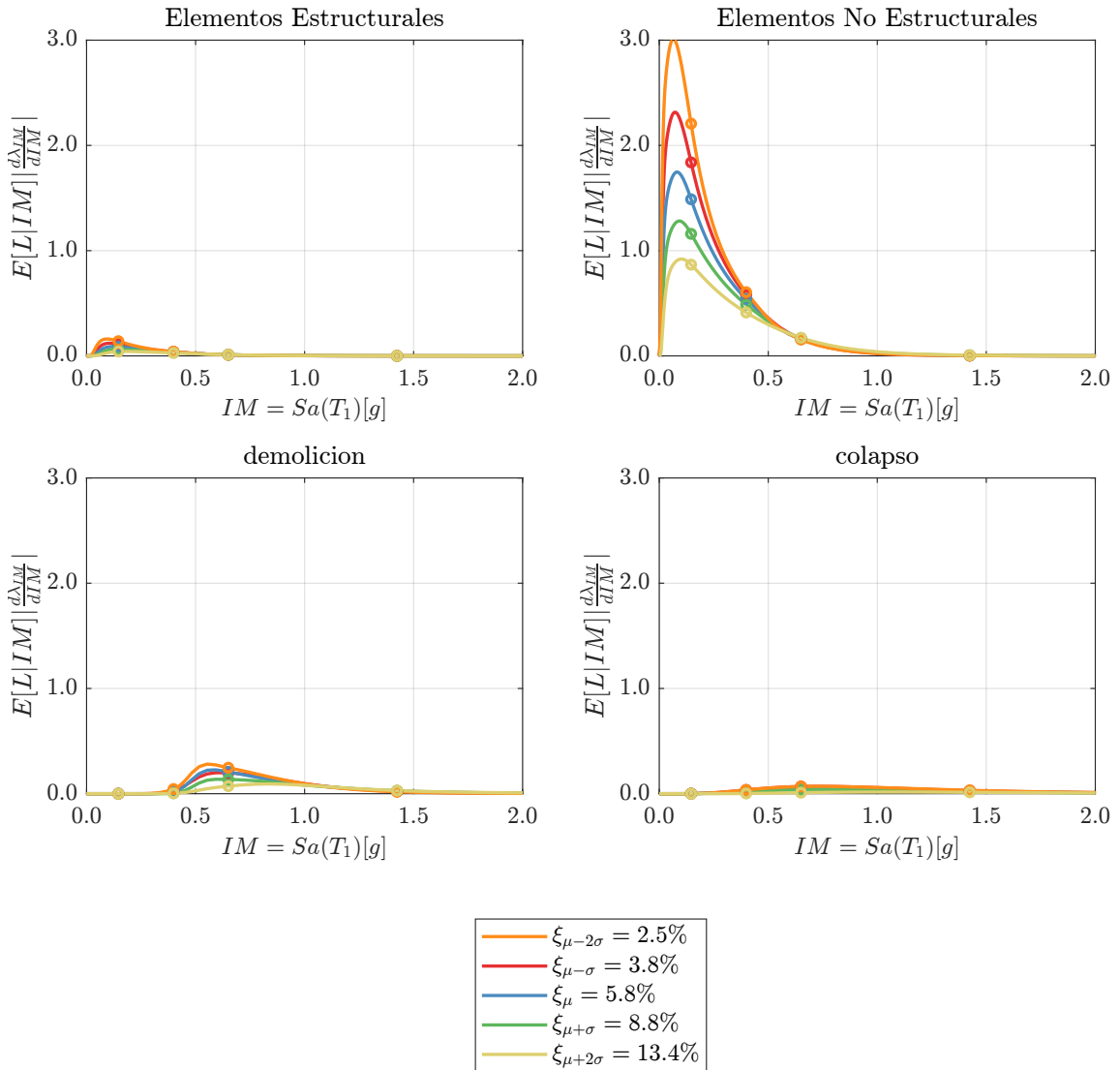


Figura 5.6: Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

La Fig. 5.7 muestra la desagregación de las pérdidas, pero esta vez utilizando $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad. No se observan diferencias significativas con respecto a $Sa(T_1)$ en cuanto a la sensibilidad del amortiguamiento. La Fig. 5.8a muestra la pérdida económica esperada anualizada (EAL_N) y normalizada como función de la fracción de amortiguamiento del primer modo, para las dos medidas de intensidad empleadas. Se observa que la EAL_N decae a medida que aumenta la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura, y que el decaimiento no es lineal: EAL_N es más sensible a cambios en la fracción de amortiguamiento cuando la estructura posee un bajo nivel de amortiguamiento (5 % o menos) que cuando posee un nivel mayor.

Para evaluar la influencia del amortiguamiento en la EAL_N , se define la Razón de Pérdidas Económicas Media (RPEM) como la pérdida económica esperada anualizada normalizada calculada para una fracción de amortiguamiento ξ_i , $EAL_N(\xi_i)$, y aquella asociada a la mediana de la fracción de amortiguamiento ξ_{mu} , $EAL_N(\xi_{mu})$:

$$RPEM = \frac{EAL_N(\xi_i)}{EAL_N(\xi_{\mu})} \quad (5.2)$$

La Fig. 5.8b muestra la RPEM de este edificio. Se observa que, para el edificio en estudio, esta relación es aproximadamente lineal y que la EAL_N aumenta en aproximadamente un 18 % con cada intervalo de amortiguamiento. Es decir, si el o la analista especifica el amortiguamiento del primer modo a partir de la altura utilizando la mediana de la regresión especificada en la Ecuación 4.1 (i.e., $\xi = 5,8\%$) pero, en realidad, la estructura posee una fracción de amortiguamiento igual a una desviación estándar menos (i.e., $\xi = 3,8\%$) entonces el error en la estimación del amortiguamiento generará una subestimación en la EAL_N de un 18 %, aproximadamente. En la misma figura se observa que el impacto del amortiguamiento es independiente de la medida de intensidad utilizada, ya que la variación porcentual es aproximadamente la misma para ambos casos.

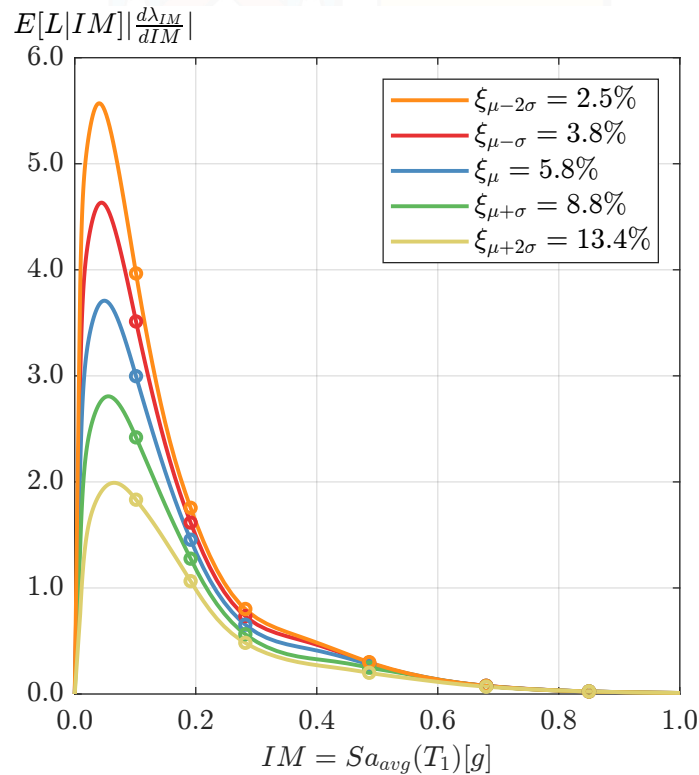


Figura 5.7: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 4 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

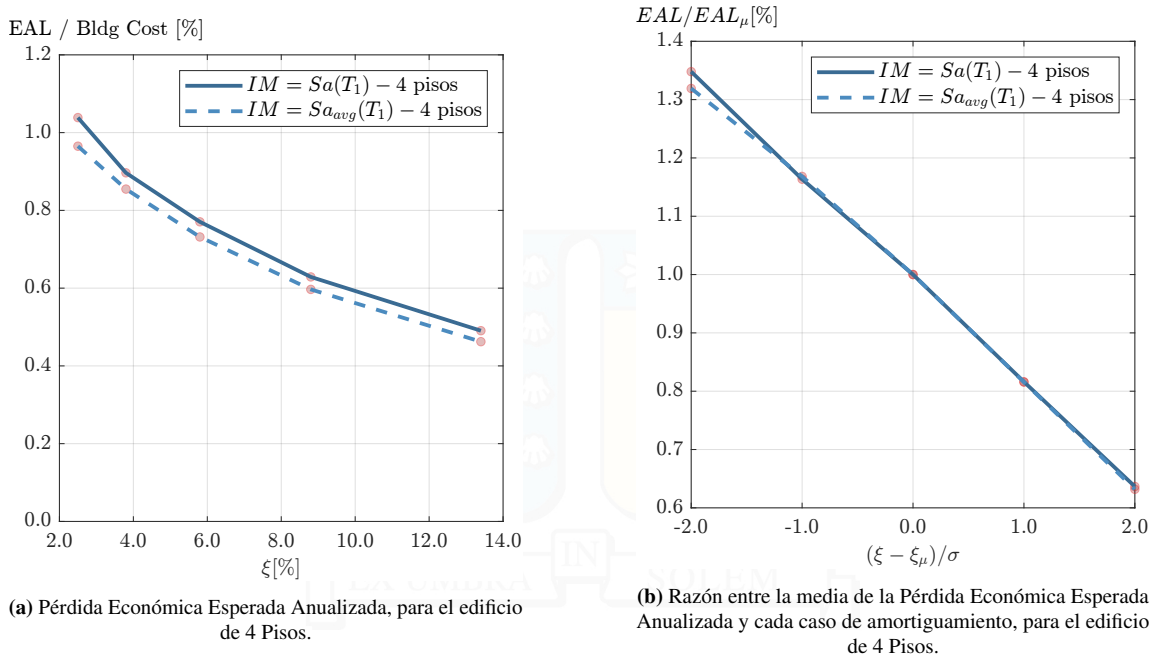


Figura 5.8: Resultados del edificio de 4 pisos, con ambas Medidas de Intensidad.

5.3. Edificio de 9 Pisos

5.3.1. Fragilidad de Colapso

Para cada caso en estudio, la curva de fragilidad de colapso fue calculada empleando el método de Eads et al. (2013), de acuerdo con la metodología empleada en la Sección 3.4.3 de este documento. La Fig. 5.9a muestra la probabilidad de colapso de la estructura en función de la ordenada espectral evaluada en el periodo fundamental, $Sa(T_1)$, para todos los casos estudiados. La Tabla 5.6 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que, para este edificio, la fragilidad de colapso es particularmente sensible a cambios del orden de una desviación estándar en la fracción de amortiguamiento. Por ejemplo, para el caso con el amortiguamiento medio, la intensidad asociada a una probabilidad de colapso del 50 % (mediana de la distribución) es $S_a = 1.263$ g. Para este mismo nivel de intensidad, las estructuras con una y dos desviaciones estándar menos de amortiguamiento exhiben probabilidades de colapso del 53 % y 61 %, respectivamente. Es decir, se observan aumentos del 6 % y 22 % en la probabilidad de colapso. Para este mismo nivel de intensidad, al variar el amortiguamiento en la dirección opuesta, esto es, aumentar la fracción de amortiguamiento en una y dos desviaciones estándar, se observa que se exhiben probabilidades de colapso del 42 % y 32 %, respectivamente. Vale decir, se observa que para este nivel de intensidad la probabilidad del colapso disminuye en un 16 % y 36 %, respectivamente.

La Fig. 5.9b muestra las curvas de fragilidad de colapso obtenidas utilizando la aceleración espectral promedio como medida de intensidad. La Tabla 5.7 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento utilizada es similar al exhibido al utilizar $Sa(T_1)$ (Fig. 5.9a), sin embargo, se observa que en todos los casos la dispersión de los casos de colapso es cerca de un 60 % menor. Esto es algo esperable debido a la mayor eficiencia en la predicción de colapso de $Sa_{avg}(T_1)$ respecto de $Sa(T_1)$.

La tabla 5.8 muestra la tasa anual media de colapso, λ_{col} , para ambas medidas de intensidad, y se obtiene que esta sigue la tendencia del edificio de 4 pisos. La Fig. 5.10 muestra la RTAMC de este edificio para ambas medidas de intensidad, y se observa que en todos los casos $Sa_{avg}(T_1)$ es más sensible al cambio de amortiguamiento que $Sa(T_1)$.

Tabla 5.6: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

$Sa(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	1.265	0.7509
$\mu - \sigma$	1.183	0.7555
$\mu + \sigma$	1.460	0.7440
$\mu - 2\sigma$	1.064	0.5825
$\mu + 2\sigma$	1.674	0.6165

Tabla 5.7: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.

$Sa_{avg}(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	0.671	0.2688
$\mu - \sigma$	0.631	0.2883
$\mu + \sigma$	0.740	0.2202
$\mu - 2\sigma$	0.576	0.2692
$\mu + 2\sigma$	0.787	0.2215

Tabla 5.8: Tasa anual media de colapso, para $Sa(T_1)$ y $Sa_{avg}(T_1)$.

Amortiguamiento	λ_{col}		
	$Sa(T_1)$	$Sa_{avg}(T_1)$	$Sa(T_1)/Sa_{avg-T_1}$
μ	0.00046	0.000043	10.72
$\mu - \sigma$	0.00053	0.000059	9.04
$\mu + \sigma$	0.00032	0.000023	14.30
$\mu - 2\sigma$	0.00055	0.000078	7.03
$\mu + 2\sigma$	0.00014	0.000017	8.65

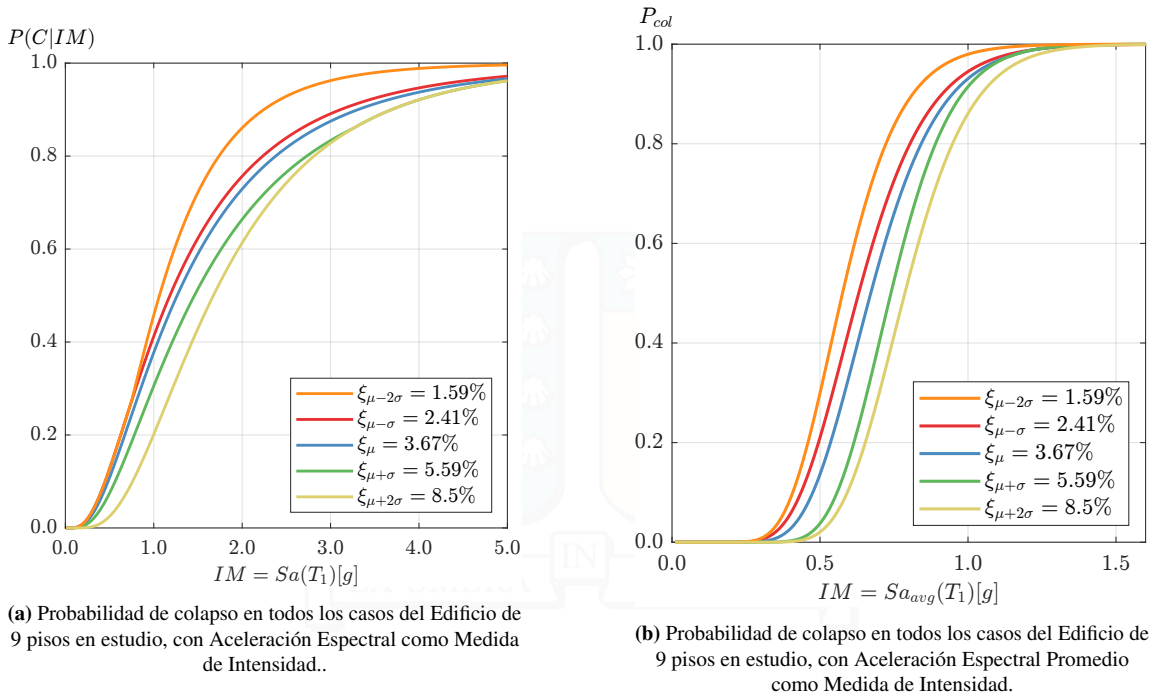


Figura 5.9: Resultados del edificio de 9 pisos.

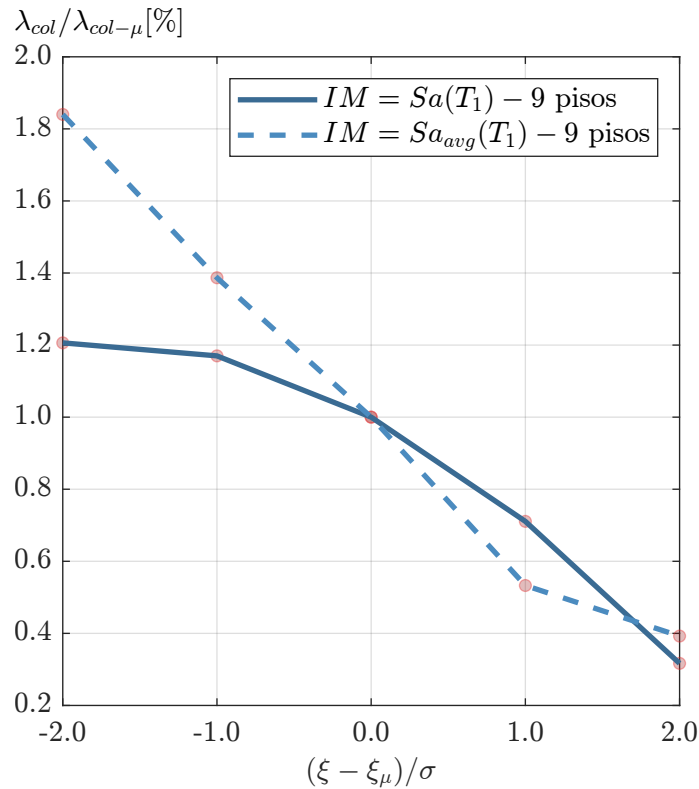


Figura 5.10: Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 9 pisos en estudio.

5.3.2. Pérdidas Económicas Esperadas

Las pérdidas económicas esperadas fueron estimadas utilizando la metodología de las pérdidas agrupadas por componentes de cada piso, descrita en la Sección 4.7 de este documento. Las Tablas 5.9 y 5.10 muestran las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio para los 5 casos en estudio, para ambas medidas de intensidad, respectivamente. En las mismas tablas antes mencionadas se exponen las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas para elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la misma. La pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio (EAL_N) es la suma de las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas de sus componentes. El comportamiento de la pérdida económica esperada normalizada obtenido en este caso es equivalente al obtenido en el edificio de 4 pisos.

Tabla 5.9: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 9 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-no\ estructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicion}$
μ	0.579	0.034	0.378	0.055	0.111
$\mu - \sigma$	0.667	0.040	0.435	0.064	0.128
$\mu + \sigma$	0.494	0.029	0.323	0.039	0.103
$\mu - 2\sigma$	0.732	0.046	0.498	0.066	0.122
$\mu + 2\sigma$	0.387	0.025	0.276	0.017	0.069

Tabla 5.10: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 9 pisos, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa_{avg}(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-no\ estructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicion}$
μ	0.513	0.036	0.407	0.005	0.066
$\mu - \sigma$	0.597	0.042	0.476	0.007	0.072
$\mu + \sigma$	0.428	0.029	0.340	0.003	0.057
$\mu - 2\sigma$	0.682	0.050	0.549	0.009	0.074
$\mu + 2\sigma$	0.341	0.022	0.272	0.002	0.045

La Fig. 5.11 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas como función de la aceleración espectral evaluada en el periodo fundamental de la estructura, la Fig. 5.12 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas dividida en los elementos principales del edificio, para los 5 casos de amortiguamiento en estudio. En todos los casos, se observa que las intensidades bajas concentran la mayor proporción de la pérdida total. Por ejemplo, las intensidades menores a 0.3 g concentran entre el 60% y 70% de la pérdida esperada total. Con respecto a la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento utilizada, se observa un comportamiento similar al obtenido con el edificio de 4 pisos, con las 3 zonas de comportamiento, en este caso las zonas comprenden desde [0 - 0.4]g, [0.4 - 0.8]g, y [0.8 -]g.

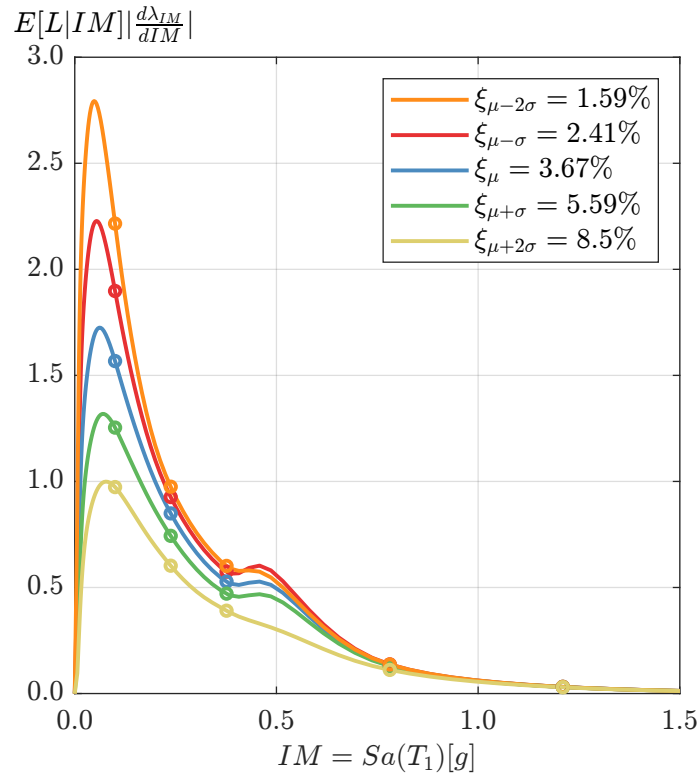


Figura 5.11: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 9 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

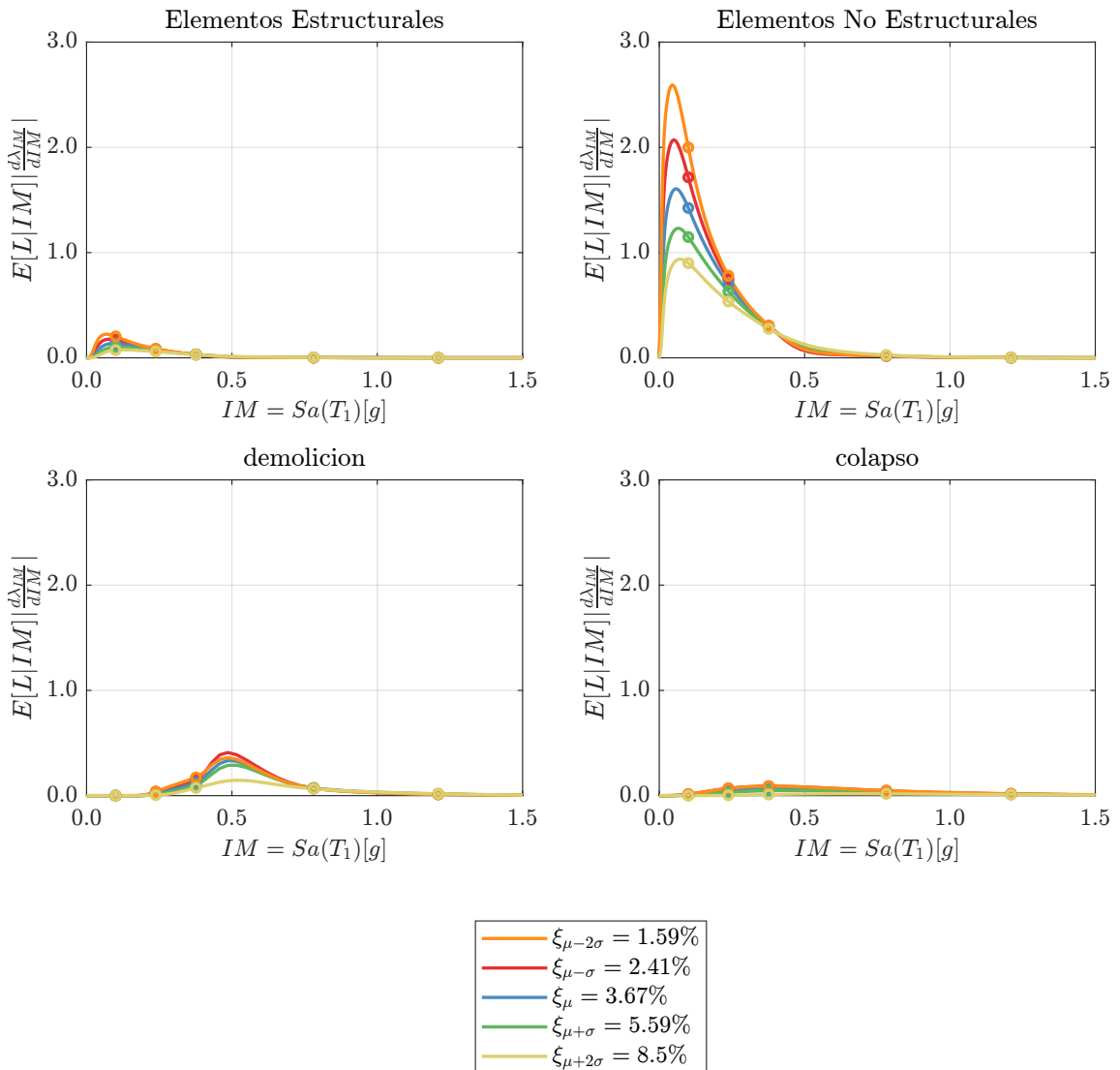


Figura 5.12: Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

La Fig. 5.13 muestra la desagregación de las pérdidas, pero esta vez utilizando $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad. A diferencia de los resultados obtenidos con $Sa(T_1)$, las curvas no se cruzan en el segundo peak, y esto se debe a que este se encuentra muy cercano a la franja, por lo que no hay problemas de interpolación. La Fig. 5.14a muestra la pérdida económica esperada anualizada (EAL_N) y normalizada como función de la fracción de amortiguamiento del primer modo, para las dos medidas de intensidad empleadas. Se observa que la EAL_N decae a medida que aumenta la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura, y que el decaimiento no es lineal: EAL_N es más sensible a cambios en la fracción de amortiguamiento cuando la estructura posee un bajo nivel de amortiguamiento (4 % o menos) que cuando posee un nivel mayor. La Fig. 5.14b grafica el cociente entre la EAL_N calculada para un determinado valor de amortiguamiento y la EAL_N calculada para el caso con amortiguamiento igual a la media de la regresión (Ecuación 4.1), en función del número de desviaciones estándar en que el valor de la fracción de amortiguamiento, especificada para el primer modo, se aleja del amortiguamiento dado por la media de la regresión. Este gráfico indica cuál es la variación porcentual en la EAL_N al aumentar o disminuir la fracción de amortiguamiento a intervalos de una desviación estándar. Se observa que, para el edificio en estudio, esta relación es aproximadamente lineal y que la EAL_N aumenta en aproximadamente un 15 % con cada intervalo de amortiguamiento. Es decir, si el o la analista especifica el amortiguamiento del primer modo a partir de la altura utilizando la mediana

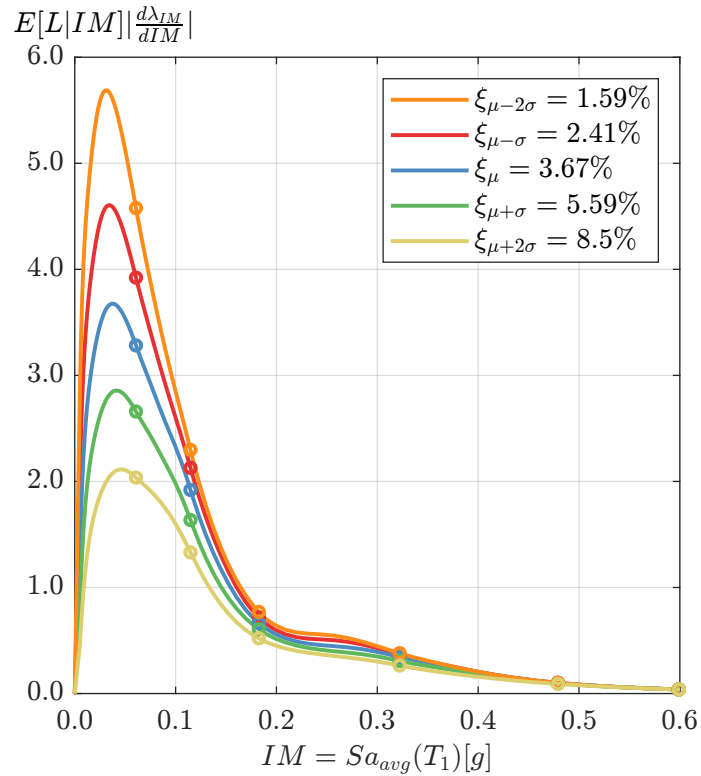


Figura 5.13: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 9 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

de la regresión especificada en la Ecuación 4.1 (i.e., $\xi = 3,67\%$) pero, en realidad, la estructura posee una fracción de amortiguamiento igual a una desviación estándar menos (i.e., $\xi = 2,41\%$) entonces el error en la estimación del amortiguamiento generará una subestimación en la EAL_N de un 15 %, aproximadamente. Además, se observa que el impacto del amortiguamiento al utilizar $Sa(T_1)$ o $Sa_{avg}(T_1)$ no es grandemente notorio.

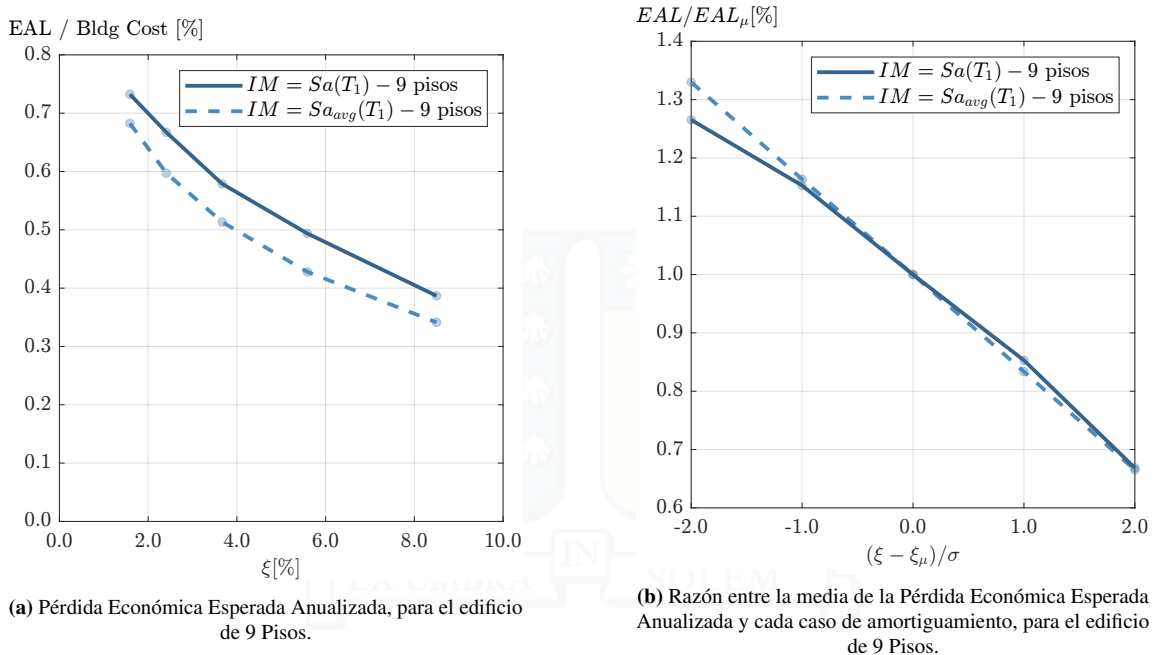


Figura 5.14: Resultados del edificio de 9 pisos.

5.4. Edificio de 20 Pisos

5.4.1. Fragilidad de Colapso

Para cada caso en estudio, la curva de fragilidad de colapso fue calculada empleando el método de Eads et al. (2013), de acuerdo con la metodología empleada en la Sección 3.4.3 de este documento. La Fig. 5.15a muestra la probabilidad de colapso de la estructura en función de la ordenada espectral evaluada en el periodo fundamental, $Sa(T_1)$, para todos los casos estudiados. La Tabla 5.11 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que, para este edificio, la fragilidad de colapso tiene una sensibilidad parecida a la obtenida en el edificio de 9 pisos, con cambios del orden de una desviación estándar en la fracción de amortiguamiento. Por ejemplo, para el caso con el amortiguamiento medio, la intensidad asociada a una probabilidad de colapso del 50 % (mediana de la distribución) es $S_a = 0.556$ g. Para este mismo nivel de intensidad, la estructuras con una y dos desviaciones estándar menos de amortiguamiento exhiben probabilidades de colapso del 57 % y 59 %, respectivamente. Es decir, se observan aumentos del 14 % y 18 % en la probabilidad de colapso. Para este mismo nivel de intensidad, al variar el amortiguamiento en la dirección opuesta, esto es, aumentar la fracción de amortiguamiento en una y dos desviaciones estándar, se observa que se exhiben probabilidades de colapso del 42 % y 32 %, respectivamente. Vale decir, se observa que para este nivel de intensidad la probabilidad del colapso disminuye en un 16 % y 36 %, respectivamente.

La Fig. 5.15b muestra las curvas de fragilidad de colapso obtenidas utilizando la aceleración espectral promedio como medida de intensidad. La Tabla 5.12 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento utilizada es similar al exhibido al utilizar $Sa(T_1)$ (Fig. 5.15a), sin embargo, se observa que en todos los casos la dispersión de los casos de colapso es cerca de un 60 % menor. Esto es algo esperable debido a la mayor eficiencia en la predicción de colapso de $Sa_{avg}(T_1)$ respecto de $Sa(T_1)$.

La tabla 5.13 muestra la tasa anual media de colapso, λ_{col} , para ambas medidas de intensidad, y se obtiene que esta sigue la tendencia del edificio de 4 y 9 pisos. En este caso, la diferencia entre λ_{col} asociada a $Sa(T_1)$ es entre 5 y 7 veces mayor que la asociada a $Sa_{avg}(T_1)$. La Fig. 5.16 muestra la RTAMC de este

edificio para ambas medidas de intensidad, y se observa que en todos los casos $S a_{avg}(T_1)$ es más sensible al cambio de amortiguamiento que $S a(T_1)$.

Tabla 5.11: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $S a(T_1)$ como medida de intensidad.

$S a(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	0.556	0.4058
$\mu - \sigma$	0.515	0.4065
$\mu + \sigma$	0.605	0.3720
$\mu - 2\sigma$	0.506	0.4185
$\mu + 2\sigma$	0.665	0.4242

Tabla 5.12: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $S a_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.

$S a_{avg}(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	0.384	0.3453
$\mu - \sigma$	0.360	0.3282
$\mu + \sigma$	0.407	0.3352
$\mu - 2\sigma$	0.3424	0.3373
$\mu + 2\sigma$	0.444	0.3233

Tabla 5.13: Tasa anual media de colapso, para $S a(T_1)$ y $S a_{avg}(T_1)$.

Amortiguamiento	λ_{col}		
	$S a(T_1)$	$S a_{avg}(T_1)$	$S a(T_1)/S a_{avg-T_1}$
μ	0.00037	0.000072	5.13
$\mu - \sigma$	0.00045	0.000087	5.18
$\mu + \sigma$	0.00028	0.000054	5.05
$\mu - 2\sigma$	0.00048	0.000109	4.43
$\mu + 2\sigma$	0.00024	0.000037	6.49

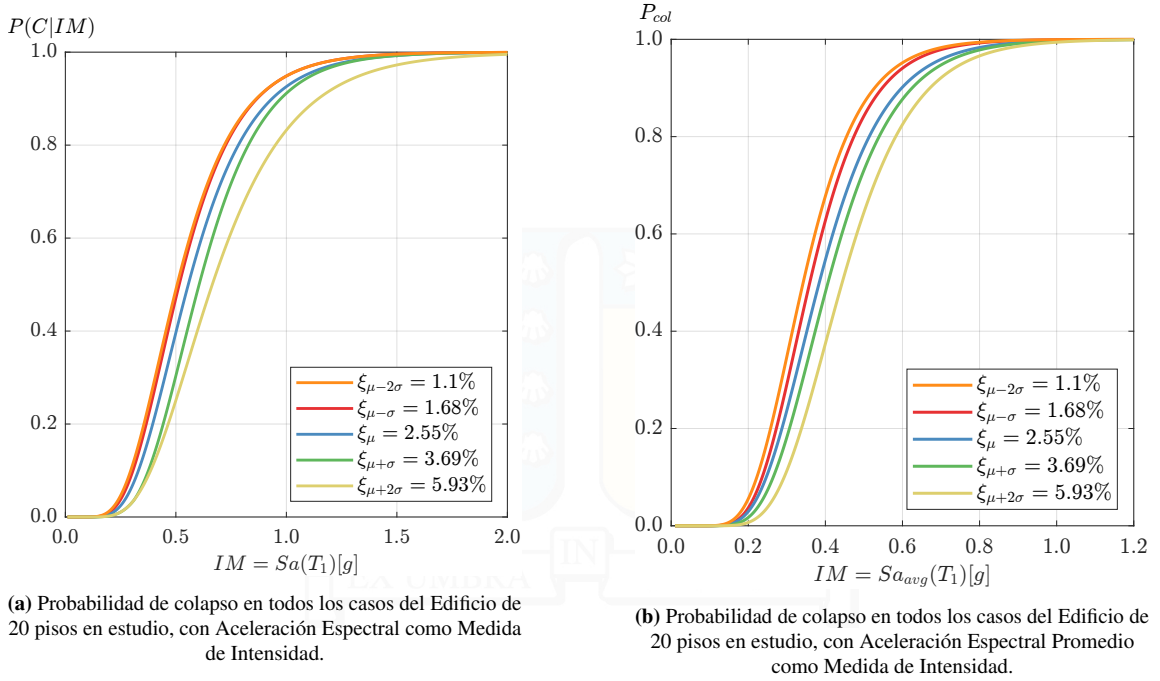


Figura 5.15: Resultados del edificio de 20 pisos, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad

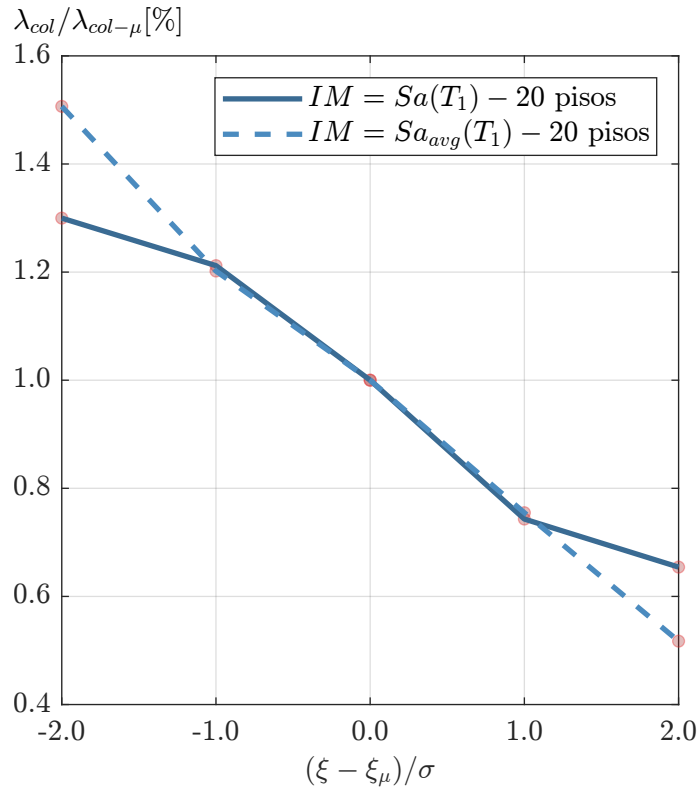


Figura 5.16: Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 20 pisos en estudio.

5.4.2. Pérdidas Económicas Esperadas

Las pérdidas económicas esperadas fueron estimadas utilizando la metodología de las pérdidas agrupadas por componentes de cada piso, descrita en la Sección 4.7 de este documento. Las Tablas 5.14 y 5.15 muestran las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio para los 5 casos en estudio, para ambas medidas de intensidad, respectivamente. En las mismas tablas antes mencionadas se exponen las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas para elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la misma. Se observa que, para todos los amortiguamientos, las pérdidas económicas anualizadas esperadas correspondientes a $Sa_{avg}(T_1)$ son aproximadamente 15 % menores que las obtenidas con $Sa(T_1)$. Esta diferencia se debe principalmente a la pérdida económica anualizada esperada de colapso, y la pérdida económica esperada debido a la demolición del edificio asociadas a $Sa_{avg}(T_1)$ son muy inferiores con respecto a las mismas pérdidas obtenida con $Sa(T_1)$. Esto se debe a que $Sa_{avg}(T_1)$ es más eficiente que $Sa(T_1)$ en la predicción del colapso. Como se mostró en la sección 5.4.1, $Sa_{avg}(T_1)$ tiene menor dispersión en la estimación de colapso que $Sa(T_1)$, esto genera que la curva de fragilidad de colapso se desarrolle más cercana a la media, y las intensidades bajas aporten en menor cantidad a la pérdida económica anualizada esperada. Las pérdidas económicas anualizadas esperadas de los elementos estructurales, no estructurales, y debido a la demolición son cercanos en ambas medidas de intensidad, por lo que ambas medidas de intensidad estiman la respuesta estructural sin grandes diferencias.

Tabla 5.14: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 20 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-noestructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicin}$
μ	0.438	0.024	0.197	0.044	0.172
$\mu - \sigma$	0.482	0.027	0.219	0.054	0.182
$\mu + \sigma$	0.384	0.021	0.174	0.033	0.156
$\mu - 2\sigma$	0.519	0.030	0.239	0.058	0.192
$\mu + 2\sigma$	0.322	0.018	0.149	0.029	0.126

Tabla 5.15: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 20 pisos, con $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa_{avg}(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-noestructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicin}$
μ	0.367	0.028	0.231	0.009	0.100
$\mu - \sigma$	0.415	0.033	0.269	0.010	0.103
$\mu + \sigma$	0.321	0.024	0.201	0.007	0.090
$\mu - 2\sigma$	0.452	0.037	0.299	0.013	0.102
$\mu + 2\sigma$	0.266	0.019	0.167	0.004	0.075

La Fig. 5.17 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas como función de la aceleración espectral evaluada en el periodo fundamental de la estructura, y la Fig. 5.18 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas dividida en los elementos principales del edificio, para los 5 casos de amortiguamiento en estudio. Con respecto a la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento utilizada, se observa el mismo comportamiento de 3 zonas que fue explicado en los edificios anteriores. En este caso, las zonas de comportamiento obtenidas son [0 - 0.1] g, [0.1 - 0.45] g, y [0.45 -] g.

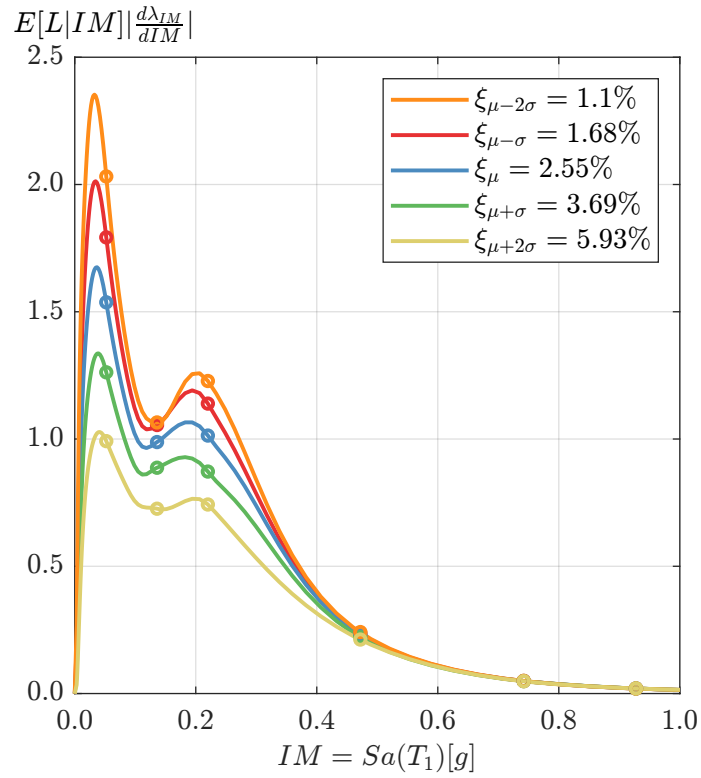


Figura 5.17: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 20 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

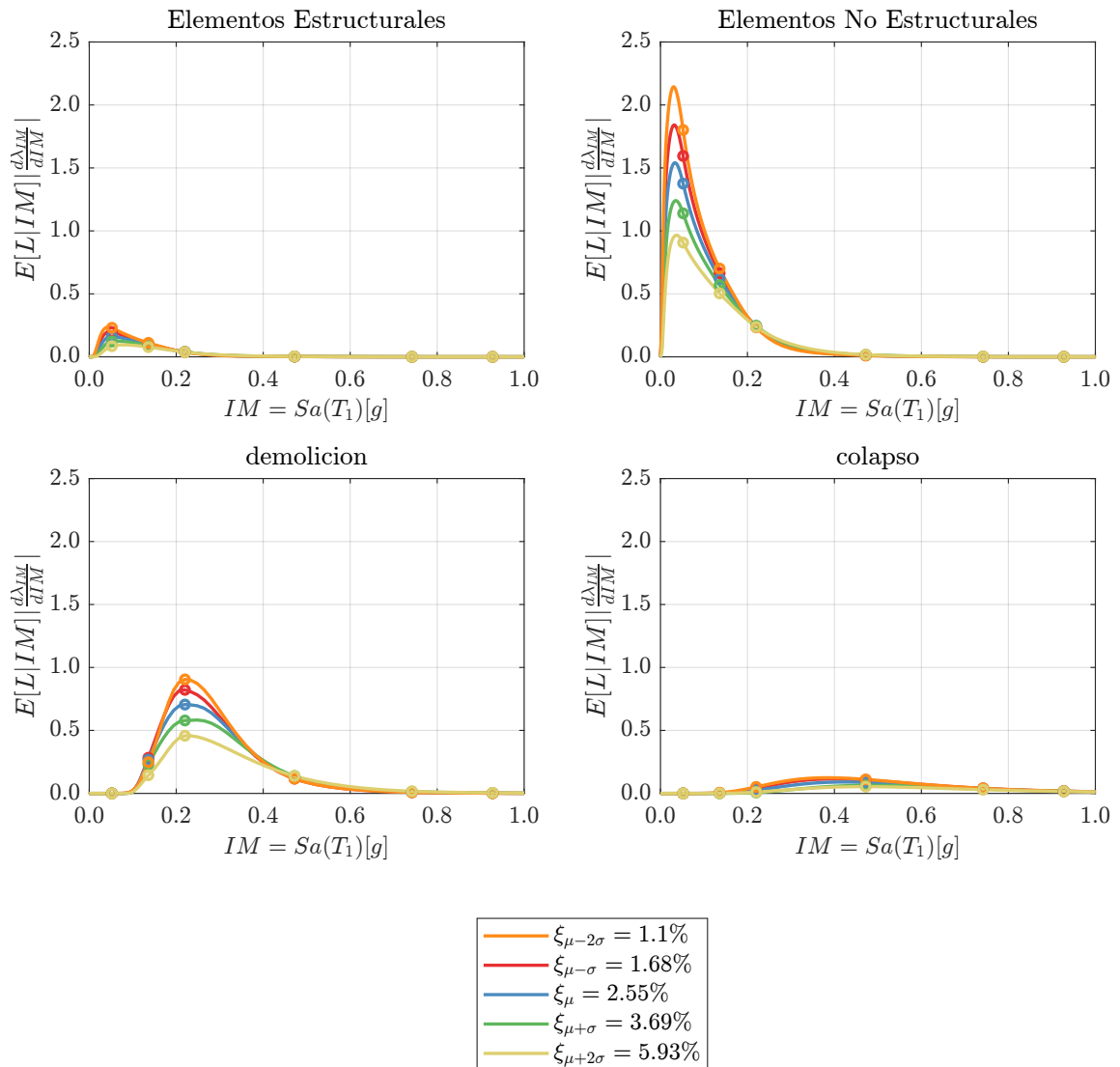


Figura 5.18: Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

La Fig. 5.19 muestra la desagregación de las pérdidas, pero esta vez utilizando $Sa_{avg}(T_1)$ como medida de intensidad. No se observan diferencias significativas con respecto a $Sa(T_1)$ en cuanto a la sensibilidad del amortiguamiento. La Fig. 5.20a muestra la pérdida económica esperada anualizada (EAL_N) y normalizada como función de la fracción de amortiguamiento del primer modo, para las dos medidas de intensidad empleadas. Se observa que la EAL_N decae a medida que aumenta la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura, y que el decaimiento no es lineal: EAL_N es más sensible a cambios en la fracción de amortiguamiento cuando la estructura posee un bajo nivel de amortiguamiento (4 % o menos) que cuando posee un nivel mayor. La Fig. 5.20b grafica el cociente entre la EAL_N calculada para un determinado valor de amortiguamiento y la EAL_N calculada para el caso con amortiguamiento igual a la media de la regresión (Ecuación 4.1), en función del número de desviaciones estándar en que el valor de la fracción de amortiguamiento, especificada para el primer modo, se aleja del amortiguamiento dado por la media de la regresión. Este gráfico indica cuál es la variación porcentual en la EAL_N al aumentar o disminuir la fracción de amortiguamiento a intervalos de una desviación estándar. Se observa que, para el edificio en estudio, esta relación es aproximadamente lineal y que la EAL_N aumenta en aproximadamente un 12 % con cada intervalo de amortiguamiento. Es decir, si el o la analista especifica el amortiguamiento del primer modo a partir de la altura utilizando la mediana de la regresión especificada en la Ecuación 4.1 (i.e., $\xi = 2,55\%$) pero, en

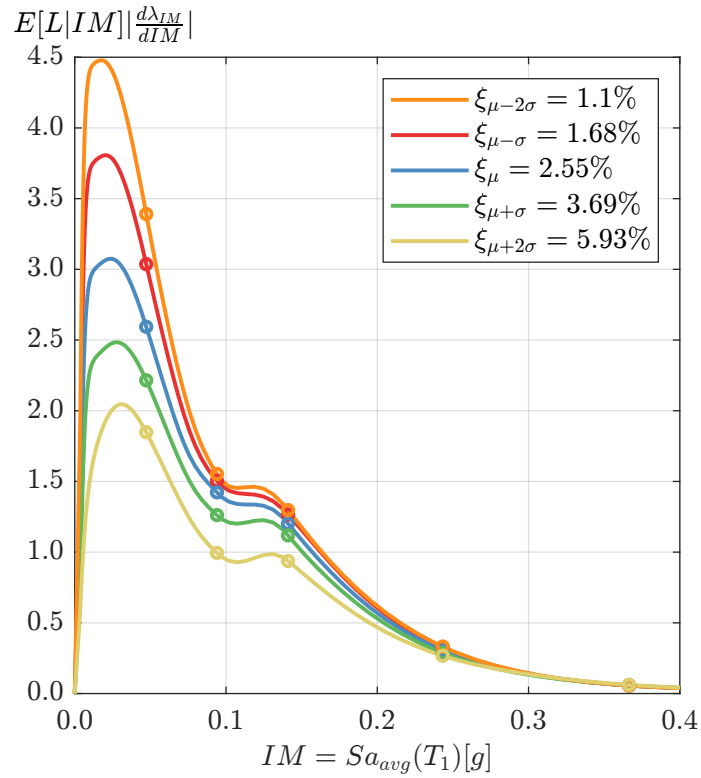


Figura 5.19: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 20 pisos en estudio, con Aceleración Espectral Promedio como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

realidad, la estructura posee una fracción de amortiguamiento igual a una desviación estándar menos (i.e., $\xi = 1,68\%$) entonces el error en la estimación del amortiguamiento generará una subestimación en la EAL_N de un 12 %, aproximadamente.

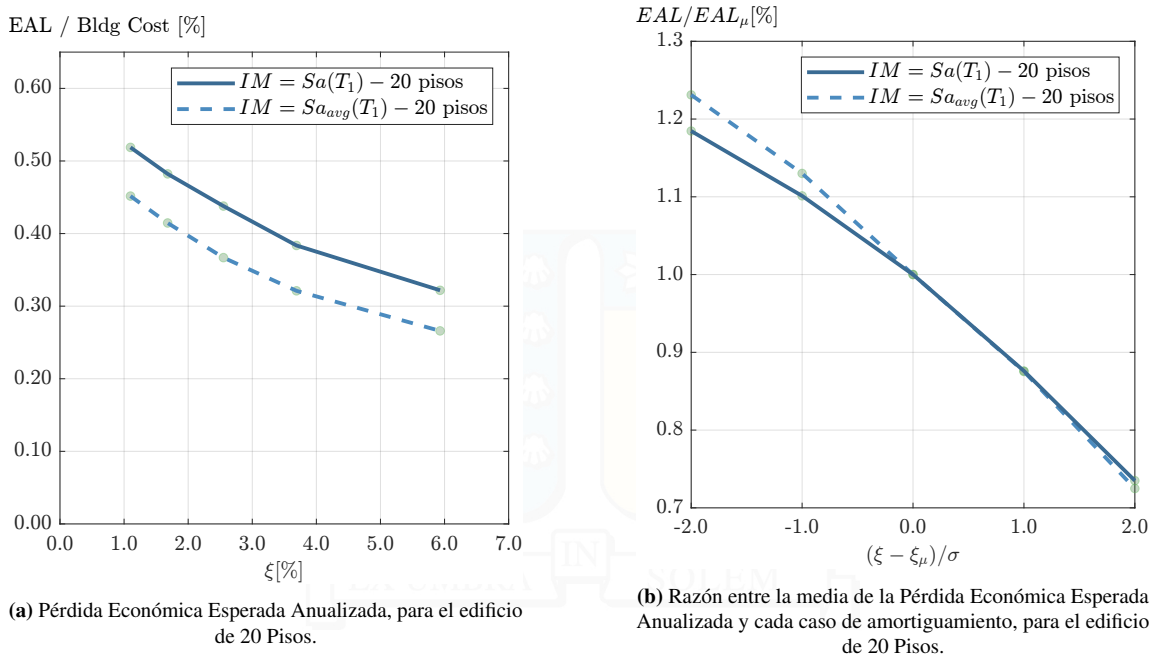


Figura 5.20: Resultados del edificio de 20 pisos.

5.5. Edificio de 50 Pisos

5.5.1. Fragilidad de Colapso

Para cada caso en estudio, la curva de fragilidad de colapso fue calculada empleando el método de [Eads et al. \(2013\)](#), de acuerdo con la metodología empleada en la Sección 3.4.3 de este documento. La Fig. 5.21 muestra la probabilidad de colapso de la estructura en función de la ordenada espectral evaluada en el periodo fundamental, $Sa(T_1)$, para todos los casos estudiados. La Tabla 5.16 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que, para este edificio, la fragilidad de colapso tiene una sensibilidad menor que la obtenida en el edificio de 20 pisos, con cambios del orden de una desviación estándar en la fracción de amortiguamiento. Por ejemplo, para el caso con el amortiguamiento medio, la intensidad asociada a una probabilidad de colapso del 50 % (mediana de la distribución) es $S_a = 0.329$ g. Para este mismo nivel de intensidad, la estructuras con una y dos desviaciones estándar menos de amortiguamiento exhiben probabilidades de colapso del 52 % y 55 %, respectivamente. Es decir, se observan aumentos del 4 % y 10 % en la probabilidad de colapso. Para este mismo nivel de intensidad, al variar el amortiguamiento en la dirección opuesta, esto es, aumentar la fracción de amortiguamiento en una y dos desviaciones estándar, se observa que se exhiben probabilidades de colapso del 47 % y 39 %, respectivamente. Vale decir, se observa que para este nivel de intensidad la probabilidad del colapso disminuye en un 6 % y 22 %, respectivamente.

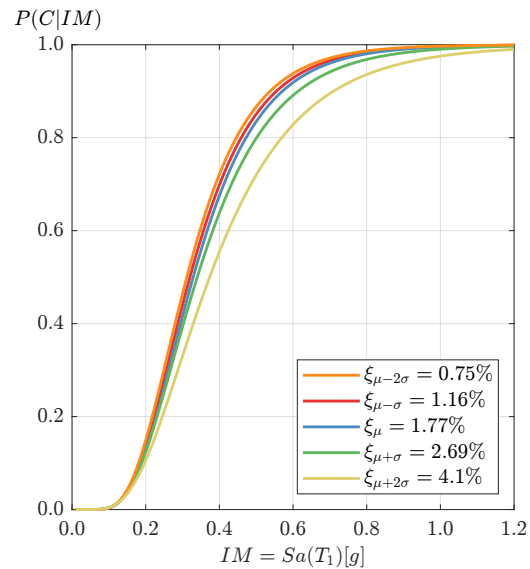
La tabla 5.17 muestra la tasa anual media de colapso, λ_{col} y se obtiene que esta sigue la tendencia de los edificios anteriores. La Fig. 5.22 muestra la RTAMC de este edificio.

Tabla 5.16: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

$Sa(T_1)$		
Amortiguamiento	μ [g]	σ
μ	0.329	0.4306
$\mu - \sigma$	0.320	0.4294
$\mu + \sigma$	0.340	0.4610
$\mu - 2\sigma$	0.311	0.4259
$\mu + 2\sigma$	0.374	0.5006

Tabla 5.17: Tasa anual media de colapso para $Sa(T_1)$.

λ_{col}	
Amortiguamiento	$Sa(T_1)$
μ	0.00026
$\mu - \sigma$	0.00028
$\mu + \sigma$	0.00026
$\mu - 2\sigma$	0.00030
$\mu + 2\sigma$	0.00023

**Figura 5.21:** Probabilidad de colapso en todos los casos del Edificio de 50 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad.

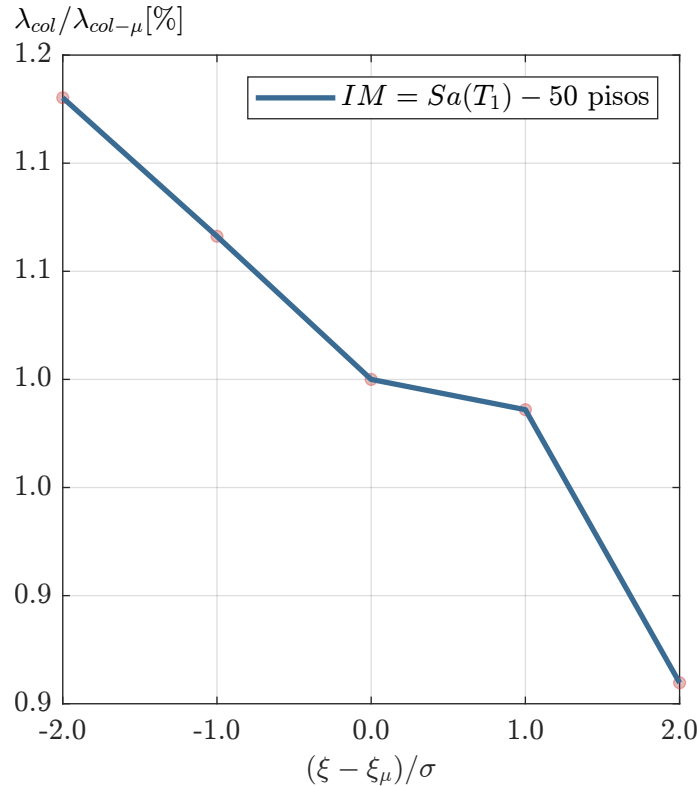


Figura 5.22: Razón de tasa anual media de colapso del Edificio de 50 pisos en estudio.

5.5.2. Pérdidas Económicas Esperadas

Las pérdidas económicas esperadas fueron estimadas utilizando la metodología de las pérdidas agrupadas por componentes de cada piso, descrita en la Sección 4.7 de este documento. La Tabla 5.18 muestra las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio para los 5 casos en estudio, con la aceleración espectral evaluada en el primer periodo. En las mismas tablas antes mencionadas se exponen las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas para elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la misma. Se observa que las pérdidas económicas esperadas anualizadas siguen el mismo comportamiento que en los edificios estudiados anteriormente, a mayor amortiguamiento, menor pérdida esperada. El componente que tiene mayor impacto en estas pérdidas son los elementos no estructurales, que cargan con cerca del 43 % de las pérdidas totales.

Tabla 5.18: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 50 pisos, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	$Sa(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-noestructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicin}$
μ	0.280	0.014	0.116	0.032	0.118
$\mu - \sigma$	0.303	0.015	0.128	0.034	0.126
$\mu + \sigma$	0.251	0.012	0.104	0.031	0.103
$\mu - 2\sigma$	0.324	0.017	0.139	0.036	0.133
$\mu + 2\sigma$	0.213	0.011	0.093	0.027	0.082

La Fig. 5.23 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas como función de

la aceleración espectral evaluada en el periodo fundamental de la estructura, y la Fig. 5.24 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas dividida en los elementos principales del edificio, para los 5 casos de amortiguamiento en estudio. El comportamiento de 3 zonas se repite en este edificio, siendo sus rangos $[0 - 0.05]$ g, $[0.05 - 0.25]$ g, y $[0.25 -]$ g.

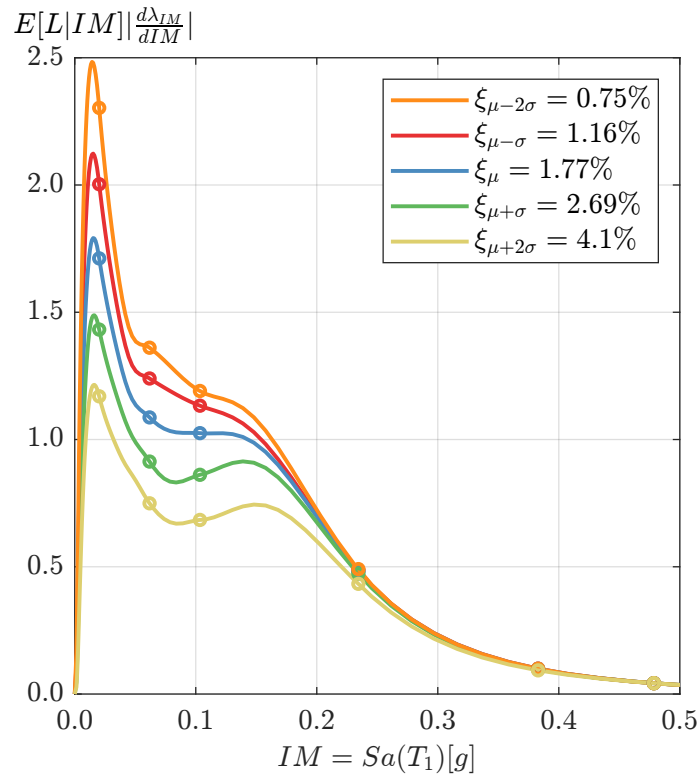


Figura 5.23: Desagregaciones en todos los casos del Edificio de 50 pisos en estudio, con Aceleración Espectral como Medida de Intensidad. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

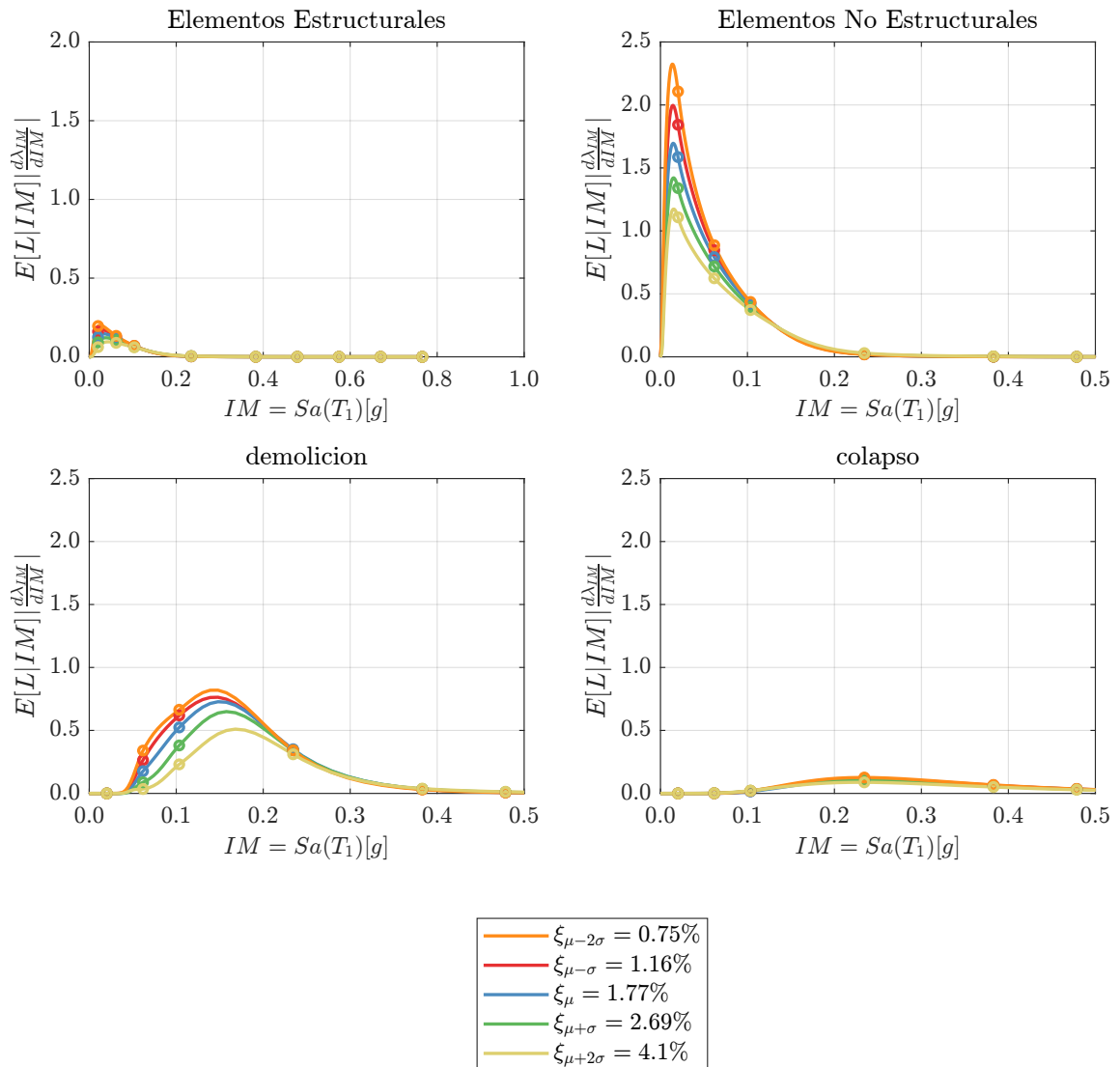


Figura 5.24: Desagregaciones de las componentes del edificio. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

La Fig. 5.25a muestra la pérdida económica esperada anualizada (EAL_N) y normalizada como función de la fracción de amortiguamiento del primer modo. Se observa que la EAL_N decae a medida que aumenta la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura, y que el decaimiento es lineal. La Fig. 5.25b grafica el cociente entre la EAL_N calculada para un determinado valor de amortiguamiento y la EAL_N calculada para el caso con amortiguamiento igual a la media de la regresión (Ecuación 4.1), en función del número de desviaciones estándar en que el valor de la fracción de amortiguamiento, especificada para el primer modo, se aleja del amortiguamiento dado por la media de la regresión. Este gráfico indica cuál es la variación porcentual en la EAL_N al aumentar o disminuir la fracción de amortiguamiento a intervalos de una desviación estándar. Se observa que, para el edificio en estudio, esta relación no es lineal, y que si se aplica una desviación estándar al amortiguamiento, entonces EAL_N aumenta/disminuye en un 6 % aproximadamente. Si se aplican 2 desviaciones estándar, EAL_N aumenta/disminuye en un 15 % aproximadamente.

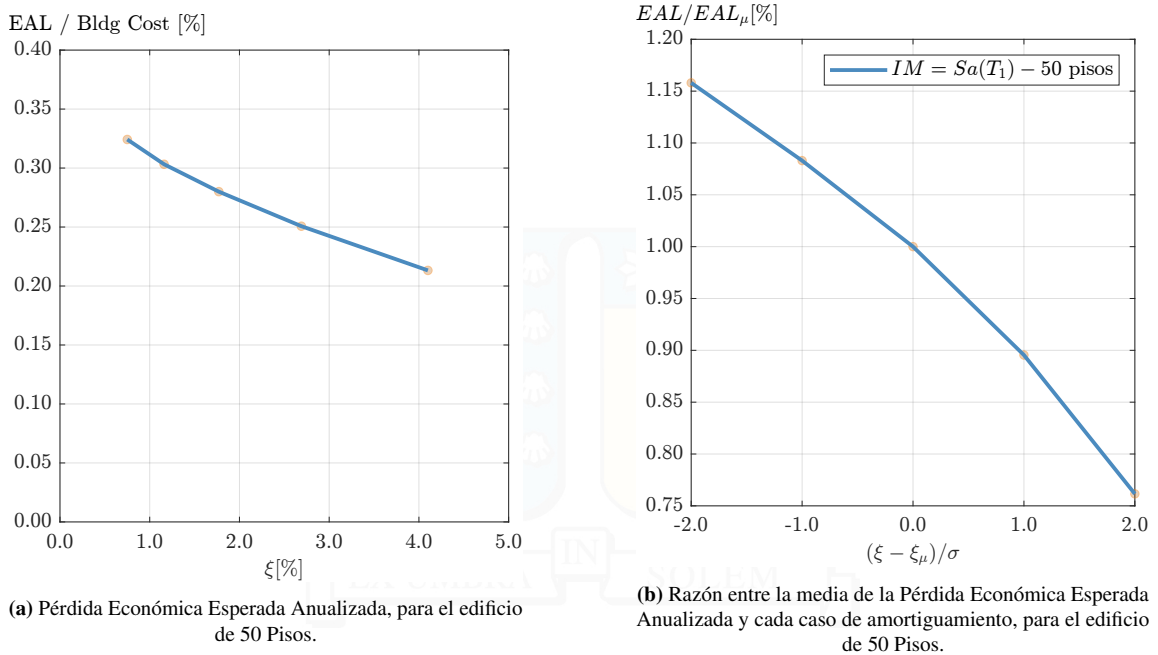


Figura 5.25: Resultados del edificio de 50 pisos.

5.6. Efecto del modelo de amortiguamiento para modos superiores

Para medir la influencia del modelo de amortiguamiento de modos superiores, se consideraron 5 modelos de amortiguamiento: 2 de tipo modal y 3 de tipo Rayleigh. En la sección 4.13.2.2 se describen los distintos casos de amortiguamiento considerados. Es importante notar que en los modelos de amortiguamiento tipo Rayleigh, la fracción de amortiguamiento de modos superiores no alcanza una cota superior, mientras que en el caso de amortiguamiento modal se limitó a tres veces el amortiguamiento del primer modo (como se describe en la sección 4.3.2).

5.6.1. Fragilidad de Colapso

Para cada caso en estudio, la curva de fragilidad de colapso fue calculada empleando el método de Eads et al. (2013), de acuerdo con la metodología empleada en la Sección 3.4.3 de este documento. La Fig. 5.26 muestra la probabilidad de colapso de la estructura en función de la ordenada espectral evaluada en el periodo fundamental, $Sa(T_1)$, para todos los casos estudiados. La Tabla 5.19 lista los parámetros de la distribución lognormal ajustada para cada caso. Se observa que, la media de colapso es muy cercana en todos los casos.

A partir de la Fig. 5.26 se observa que la configuración que genera una mayor probabilidad de colapso es la verde, correspondiente a amortiguamiento tipo Rayleigh anclando los periodos $0,2T_1, 2T_1$, esto es consistente con la Fig. 4.6, pues es el unico modelo cuyo amortiguamiento del primer modo es menor, que suele ser el que tiene un mayor impacto en la respuesta estructural. La segunda curva que muestra una gran probabilidad de colapso es la curva naranja, correspondiente al amortiguamiento tipo Rayleigh anclando los periodos T_1, T_5 , Esto se debe principalmente a que sus primeros modos tienen menor amortiguamiento que todos los demás casos. La tercera curva que genera una gran probabilidad de colapso es la de amortiguamiento constante, esta curva tiene menor probabilidad de colapso que las dos anteriores, dado que en sus primeros modos tiene mayor amortiguamiento, pero tiene mayor probabilidad de colapso que las siguientes dos curvas, debido a que estas rápidamente tienen mayores amortiguamientos en los modos superiores, por ejemplo, la curva azul, correspondiente a amortiguamiento modal crece rápidamente en amortiguamiento, sin embargo

en el octavo modo deja de crecer, que es la diferencia con la curva roja, que si bien en los primeros modos es menor, crece rápidamente y sobrepasa a la curva azul.

Tabla 5.19: Mediana y desviación estándar en la fragilidad de colapso, con $Sa(T_1)$ como medida de intensidad.

Amortiguamiento	μ [g]	σ
Amortiguamiento modal: ξ_μ	0.329	0.4306
Constante: ξ_μ	0.323	0.4239
Amortiguamiento tipo Rayleigh: $0,2T_1, 2T_3$	0.306	0.4370
Amortiguamiento tipo Rayleigh: T_1, T_3	0.345	0.4845
Amortiguamiento tipo Rayleigh: T_1, T_5	0.320	0.4103

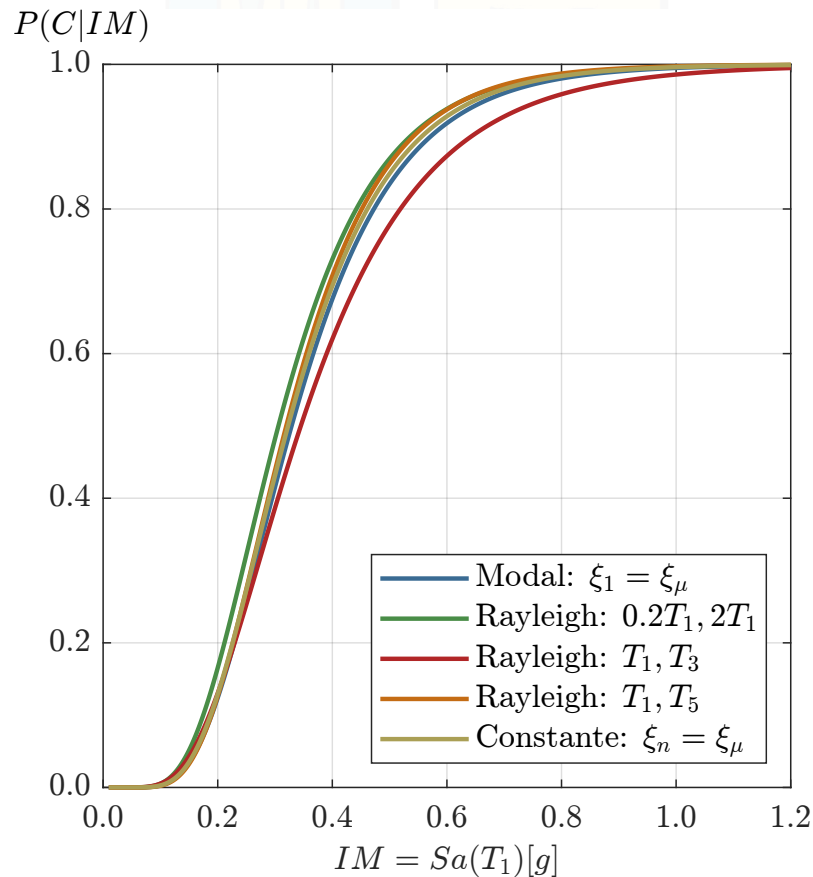


Figura 5.26: Curva de fragilidad de colapso para distintos modelos de amortiguamiento.

5.6.2. Pérdidas Económicas Esperadas

Las pérdidas económicas esperadas fueron estimadas utilizando la metodología de las pérdidas agrupadas por componentes de cada piso, descrita en la Sección 4.7 de este documento. La Tabla 5.20 muestra las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas por el costo de reemplazo del edificio para los 5 casos en estudio. En las mismas tablas antes mencionadas se exponen las pérdidas económicas anualizadas esperadas normalizadas para elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la misma. Para observar claramente el impacto del modelo de amortiguamiento, la ecuación 5.3 evalúa qué tan distante está cada caso de amortiguamiento con respecto al

caso de amortiguamiento modal $\xi_\mu = 1,77\%$. La tabla 5.21 muestra estos resultados, y la Fig. 5.27 muestra esto en un gráfico de barras.

$$EAL_{N-norm} = \frac{EAL_{Ni} - EAL_{N-\xi_\mu=1,77\%}}{EAL_{N-\xi_\mu=1,77\%}} \quad (5.3)$$

El caso de referencia es el de amortiguamiento modal con amortiguamiento medio, y es el que presenta las menores pérdidas económicas esperadas. Si bien el primer modo comparte razón de amortiguamiento en varios casos, los siguientes modos presentan mayor amortiguamiento que en los otros escenarios estudiados, y los primeros modos tienden a tener un mayor impacto en la respuesta sísmica.

El caso más cercano al de referencia es el de amortiguamiento modal, con amortiguamiento constante. Este caso presenta un aumento del 3.55 % con respecto al caso de referencia. Este caso tiene mayores pérdidas que el caso de referencia porque, si bien el primer modo tiene el mismo amortiguamiento, los siguientes modos tiene menor amortiguamiento.

El siguiente caso con mayor pérdida económica esperada es el de amortiguamiento tipo Rayleigh con T_1, T_3 como periodos de referencia. Este caso presenta un aumento del 7.59 % con respecto al caso de referencia. Este caso presenta mayores pérdidas económicas esperadas debido a los amortiguamientos de los modos superiores, el segundo modo tiene menor amortiguamiento que los dos casos anteriores, por eso aumenta sus pérdidas, sin embargo, este modo sigue teniendo un mayor amortiguamiento que los casos restantes.

El penúltimo caso con mayor pérdida económica esperada es el de amortiguamiento tipo Rayleigh con T_1, T_5 como periodos de referencia. Este caso presenta un aumento del 9.67 % con respecto al caso de referencia. Esto se debe a que es el caso que tiene menor amortiguamiento en todos los modos a partir del segundo. Sin embargo, el primer modo sigue teniendo el mismo amortiguamiento que en los casos anteriores.

El caso que presenta mayores pérdidas económicas esperadas es el de amortiguamiento tipo Rayleigh con $0,2T_1, 2T_1$ como periodos de referencia. Este caso presenta un aumento del 9.95 % con respecto al caso de referencia. Las mayores pérdidas se deben principalmente a que el amortiguamiento del primer modo es menor que en todos los demás casos. Aunque rápidamente crece, llegando a amortiguamientos superiores mayores que en los otros casos, el primer modo afecta grandemente en el resultado final.

Tabla 5.20: Pérdidas económicas anualizadas esperadas para el edificio de 50 pisos, con distintos modelos de amortiguamiento.

Amortiguamiento	$Sa(T_1)$				
	EAL_N	$EAL_{N-estructural}$	$EAL_{N-noestructural}$	$EAL_{N-colapso}$	$EAL_{N-demolicin}$
Modal: ξ_μ	0.280	0.014	0.116	0.032	0.118
Tipo Rayleigh: T_1, T_5	0.307	0.015	0.126	0.033	0.134
Tipo Rayleigh: $0,2T_1, 2T_3$	0.308	0.015	0.120	0.038	0.135
Constante: ξ_μ	0.290	0.015	0.128	0.033	0.114
Tipo Rayleigh: T_1, T_3	0.301	0.014	0.117	0.032	0.138

Tabla 5.21: Porcentaje de diferencia entre las pérdidas económicas esperadas de diferentes métodos.

	EAL_N	EAL_{N-norm}
$\xi_\mu = 1,77\%$	0.280	0.00 %
Rayleigh: T_1, T_5	0.307	9.67 %
Rayleigh: $0,2T_1, 2T_1$	0.308	9.95 %
constant $\xi_\mu = 1,77\%$	0.290	3.55 %
Rayleigh: T_1, T_3	0.301	7.59 %

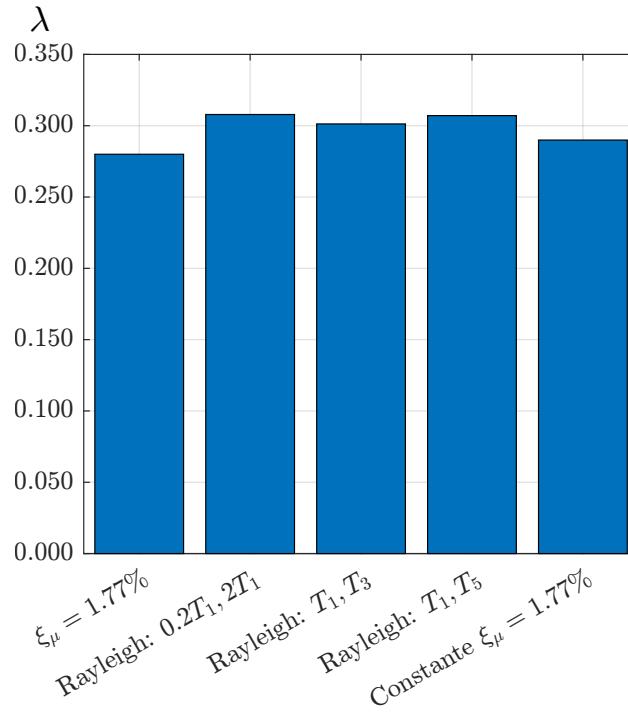


Figura 5.27: Comparación entre la pérdida económica esperada anualizada para distintos modelos de amortiguamiento.

La Fig. 5.28 muestra la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas como función de la aceleración espectral evaluada en el periodo fundamental de la estructura, para los 5 casos de amortiguamiento en estudio. Todos los casos cumplen con la forma observada en todos los edificios, es decir, con un doble peak.

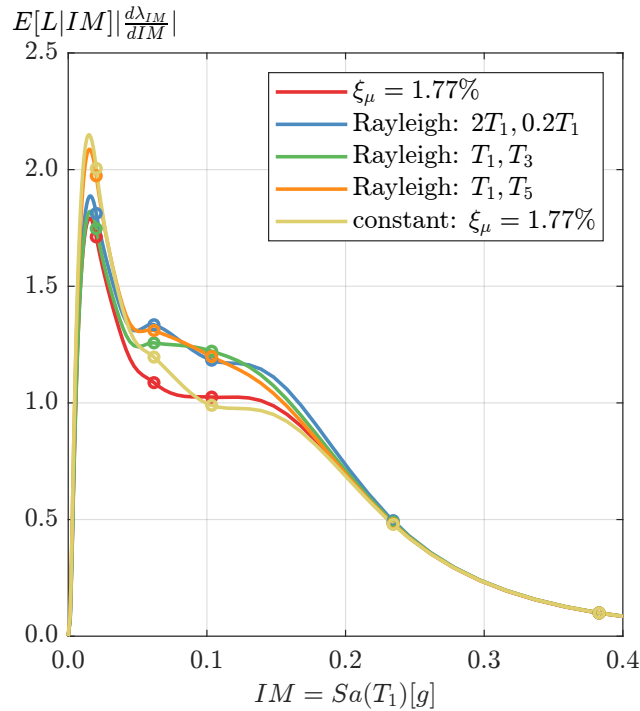


Figura 5.28: Desagregación de la pérdida económica esperada para distintos modelos de amortiguamiento. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

5.7. Comparaciones entre Edificios

La pérdida económica esperada anualizada es la estimación de la pérdida económica que se espera perder en un año, debido a la ocurrencia de terremotos. Se compara la magnitud de la pérdida económica esperada anualizada entre los edificios, y cómo impacta la variación de la fracción de amortiguamiento entre los edificios.

La Fig. 5.29 muestra la pérdida económica esperada anualizada de todos los casos estudiados. Se observa que la EAL_N disminuye con la altura del edificio. Este efecto ya fue observado por [Ramírez \(2009\)](#), y se debe a que cada piso del edificio tiene una influencia inversamente proporcional al número total de pisos. Por ejemplo, en un edificio de 2 pisos cada piso aporta un 50 % a las pérdidas totales, mientras que en un edificio de 50 pisos cada piso aporta un 2 % (i.e., el reemplazo de un piso afecta menos a medida que aumenta el número de pisos). Además, mientras más alto es el edificio mayor es el costo de reemplazo del mismo, por lo que las pérdidas económicas esperadas normalizadas son menores.

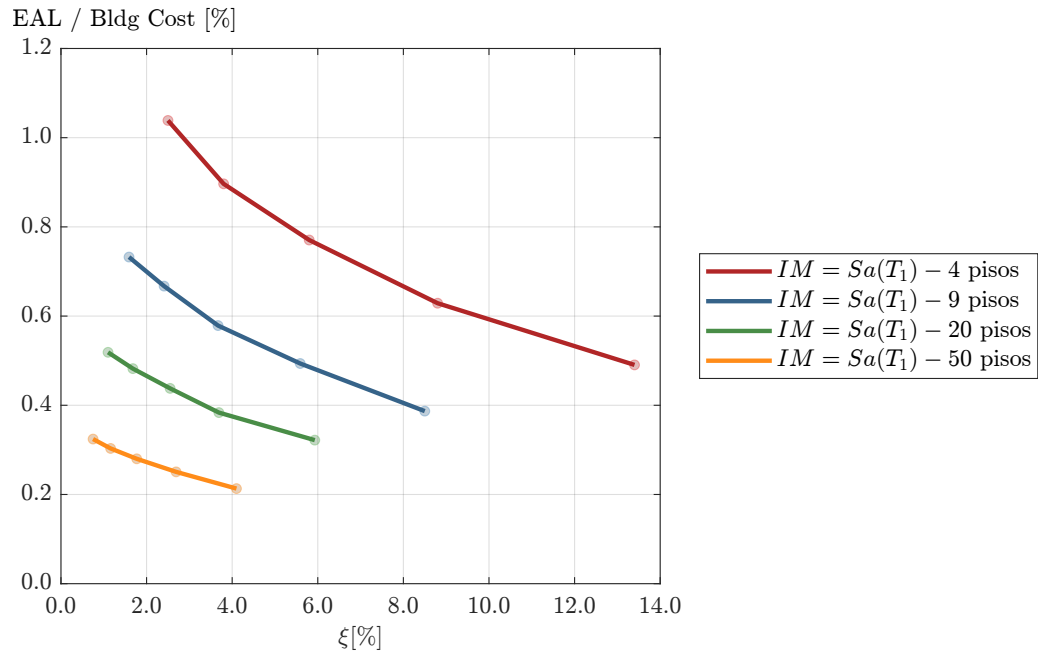


Figura 5.29: Comparación entre la pérdida económica esperada de todos los edificios estudiados.

La Fig. 5.30 muestra la Razón de Pérdidas Económicas Media, para $Sa(T_1)$. Se observa que mientras más pisos tiene un edificio, menos variación hay entre el caso de amortiguamiento medio y los casos que consideran la variabilidad del amortiguamiento. Esto se explica ya que a medida que aumenta la altura del edificio, se reduce la diferencia entre el amortiguamiento mediano y los casos con desviación. En el edificio de 4 pisos, el amortiguamiento medio es 5.76 %, y el amortiguamiento medio más una desviación estándar es 8.76 %, es decir 3 % más de amortiguamiento en el primer modo, sin embargo, para el edificio de 50 pisos, el amortiguamiento medio es 1.77 %, y el amortiguamiento medio más una desviación estándar es 2.70 %, es decir, prácticamente 1 % más de amortiguamiento en el primer modo.

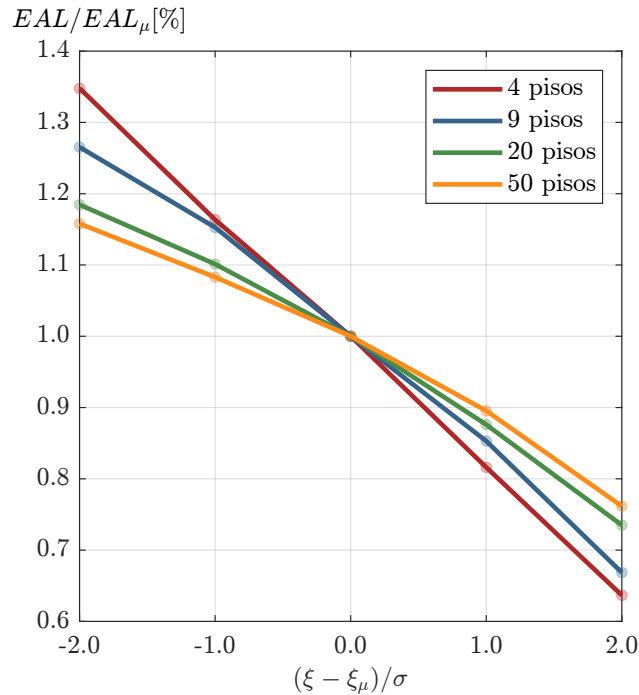


Figura 5.30: Razón de Pérdidas Económicas Media, para todos los edificios con $Sa(T_1)$ como Medida de Intensidad.

5.8. Comparaciones entre EDP's

Uno de los objetivos de esta investigación es obtener no sólo el impacto del amortiguamiento en la pérdida total de un edificio, sino también de cada una de sus componentes y EDP's. El primer paso para responder a este objetivo es analizar el impacto del amortiguamiento y medida de intensidad por EDP's.

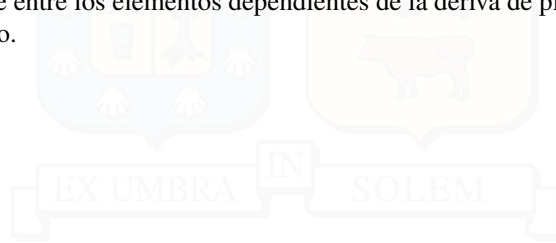
La Fig. 5.31a muestra la razón de pérdidas económicas medias en el edificio de 4 pisos. Se obtiene que el amortiguamiento afecta grandemente a todos los elementos, sin embargo, los elementos dependientes de la deriva de piso se ven especialmente afectados por el amortiguamiento, aumentando cerca de un 20 % cada vez que suma (o resta) una desviación estándar. Los elementos dependientes de la aceleración máxima de piso se ven afectados cerca de un 12 % cada vez que suma (o resta) una desviación estándar. Se obtiene que el impacto del cambio de amortiguamiento en los elementos dependientes de la deriva de piso es el doble con respecto a los elementos dependientes de la aceleración máxima de piso.

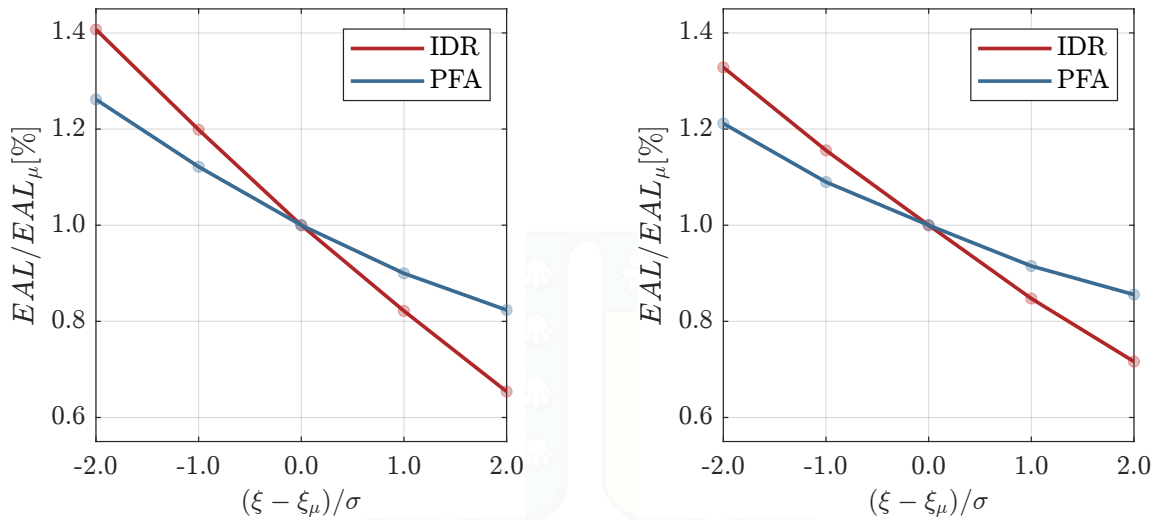
Las Figuras 5.31b, 5.31c, y 5.31d muestran la razón de pérdidas económicas medias en los edificios de 9, 20, y 50 pisos. En todos los casos se repite el comportamiento obtenido en el edificio de 4 pisos, sin embargo, a medida que la altura del edificio aumenta, el impacto de una desviación estándar disminuye, por ejemplo, los elementos dependientes de la deriva de piso varían aproximadamente un 18 % en el edificio de 9 pisos, un 12 % en el edificio de 20, y un 10 % en el edificio de 50 pisos. Del mismo modo los elementos dependientes de la aceleración máxima de piso varían -cada vez que aplica una desviación estándar en el amortiguamiento- un 7.5 %, 5 %, y un 5 %.

En todos los edificios se obtuvo que la deriva de piso es más sensible a cambios de amortiguamiento que la media de aceleración máxima de piso, y esto se condice con la respuesta estructural. Las Figuras 5.32 y 5.33 muestran la máxima deriva media de piso, y la máxima aceleración de piso, respectivamente, para el edificio de 4 pisos. Se observa claramente que la deriva de piso en el techo se ve más afectada por el cambio de amortiguamiento que la aceleración de techo. Esto mismo puede observarse para el edificio de 9 pisos en las Figuras 5.34 y 5.35, en el edificio de 20 pisos en las Figuras 5.36 y 5.37, y finalmente en el

edificio de 50 pisos en las Figuras 5.38 y 5.39. Se observa que en intensidades altas las medias no siguen la tendencia, y las curvas tienden a cruzarse, esto se debe a que a medida que aumenta la intensidad del sismo, los edificios comienzan a colapsar, y cada vez hay menos datos para calcular la media y desviación estándar. Estos resultados afectan poco en el resultado final, pues en esas intensidades la probabilidad de ocurrencia es prácticamente cero, y no aportan a la desagregación.

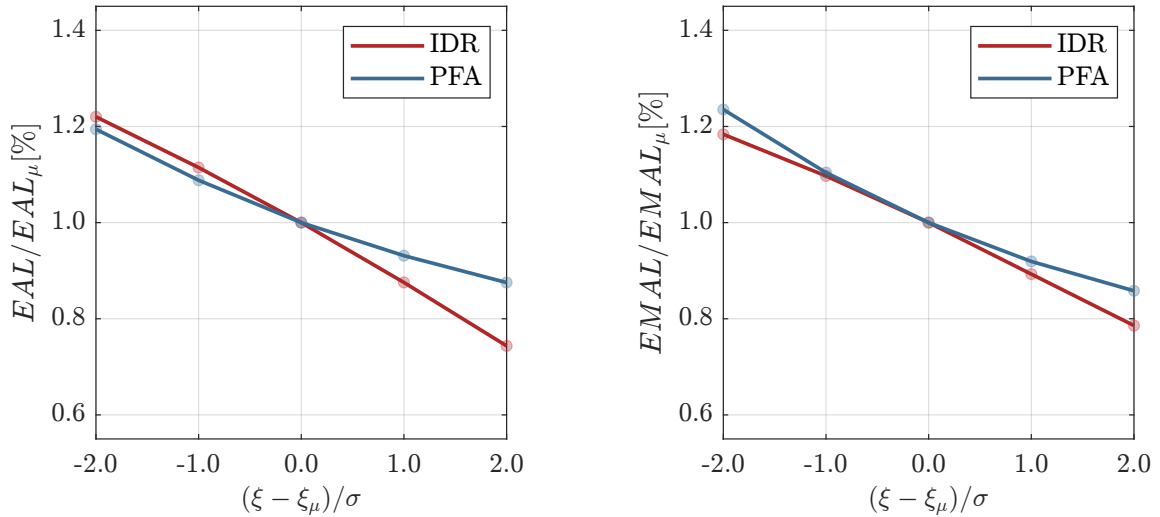
Tomando la información expuesta en todos los edificios, se puede concluir que, a medida que el edificio aumenta de altura, la influencia del amortiguamiento en las pérdidas económicas esperadas disminuye, tanto para los elementos dependientes de la deriva de piso, como los dependientes de la aceleración máxima de piso. Esto se debe al número de pisos del edificio, mientras más pisos tenga, la pérdida de cada uno de ellos tiene un peso menor en el cómputo global de la estructura. Se obtiene que, a medida que aumenta la altura del edificio, el impacto de la variación de la fracción de amortiguamiento en la pérdida económica esperada tiende a acercarse entre los elementos dependientes de la deriva de piso, y los dependientes de la aceleración máxima de piso.





(a) Razón entre las Pérdidas Económicas esperadas asociadas al caso de amortiguamiento medio y las Pérdidas Económicas esperadas asociadas a cada caso de amortiguamiento de los elementos separados por EDP's, para el edificio de 4 pisos.

(b) Razón entre las Pérdidas Económicas esperadas asociadas al caso de amortiguamiento medio y las Pérdidas Económicas esperadas asociadas a cada caso de amortiguamiento de los elementos separados por EDP's, para el edificio de 9 pisos.



(c) Razón entre las Pérdidas Económicas esperadas asociadas al caso de amortiguamiento medio y las Pérdidas Económicas esperadas asociadas a cada caso de amortiguamiento de los elementos separados por EDP's, para el edificio de 20 pisos.

(d) Razón entre las Pérdidas Económicas esperadas asociadas al caso de amortiguamiento medio y las Pérdidas Económicas esperadas asociadas a cada caso de amortiguamiento de los elementos separados por EDP's, para el edificio de 50 pisos.

Figura 5.31: Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos separados por EDP's, para todos los edificios

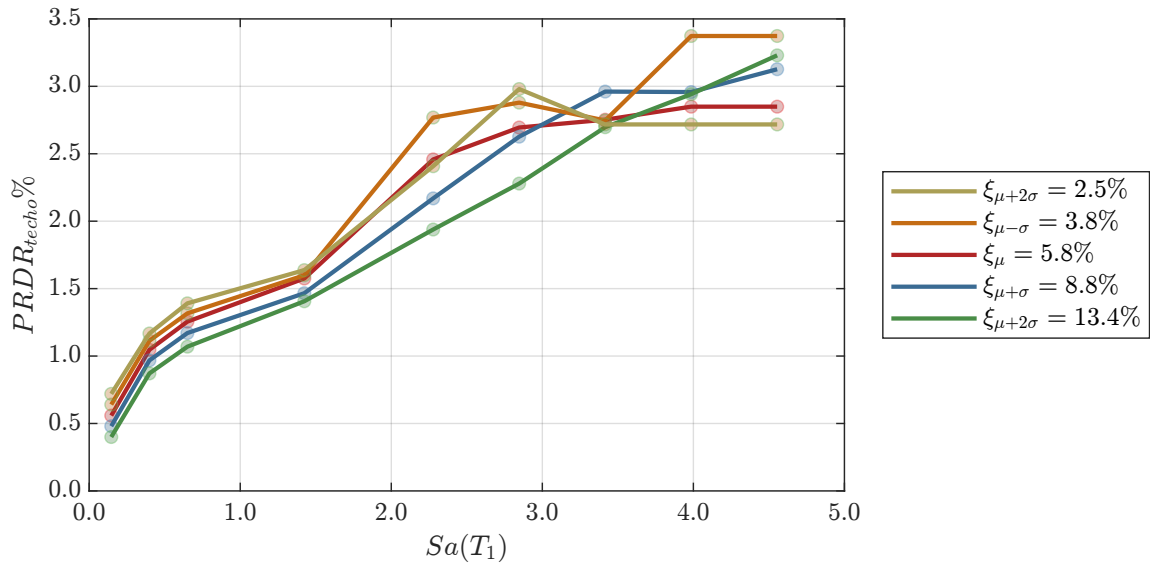


Figura 5.32: Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 4 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso.

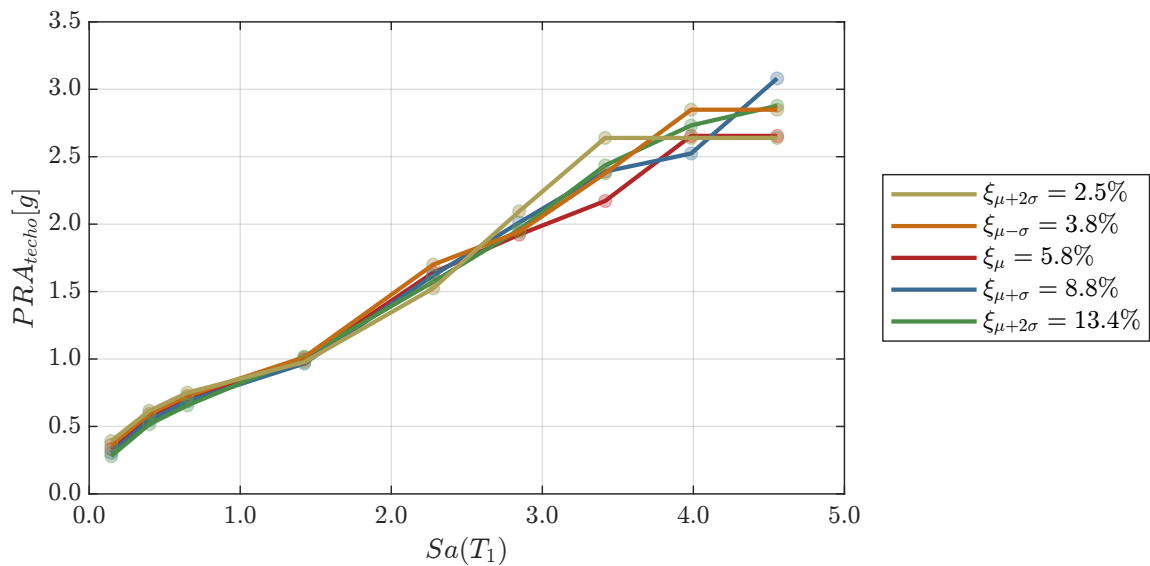


Figura 5.33: Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 4 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

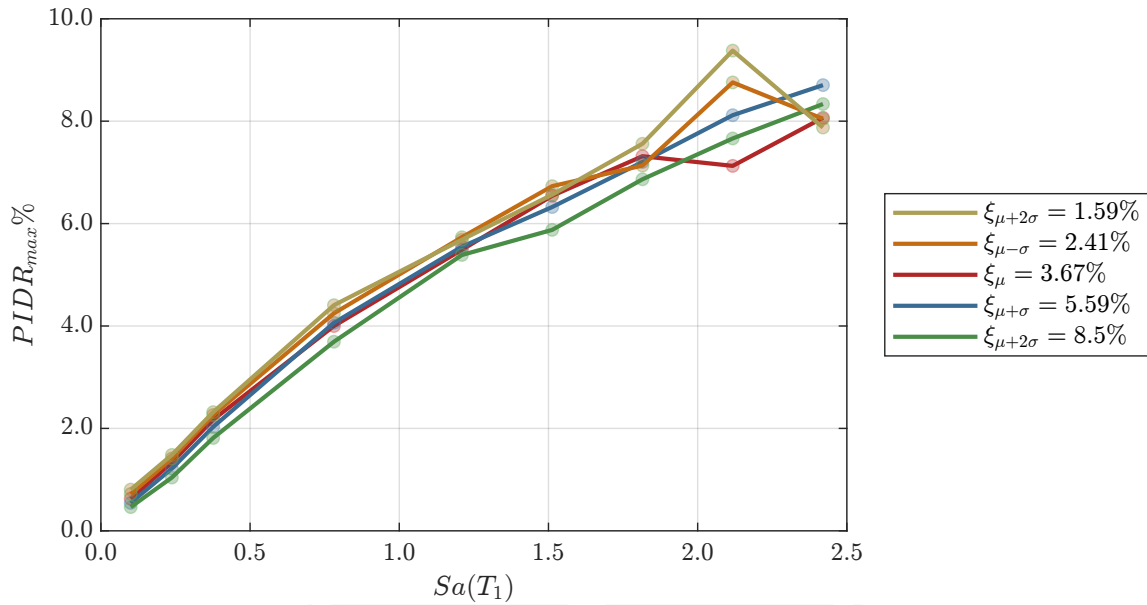


Figura 5.34: Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 9 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

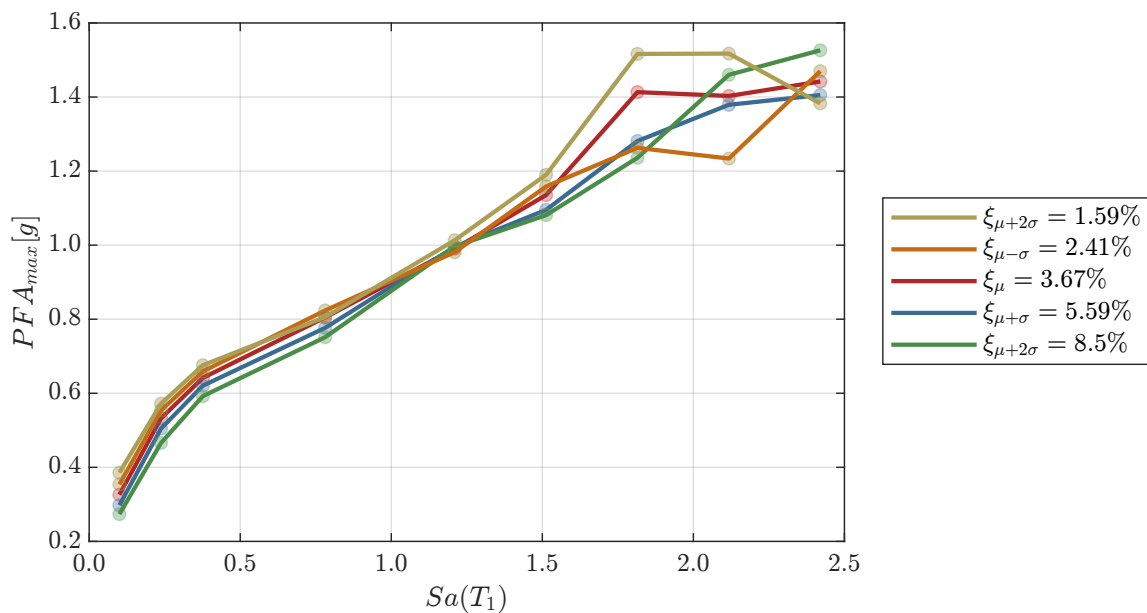


Figura 5.35: Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 9 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

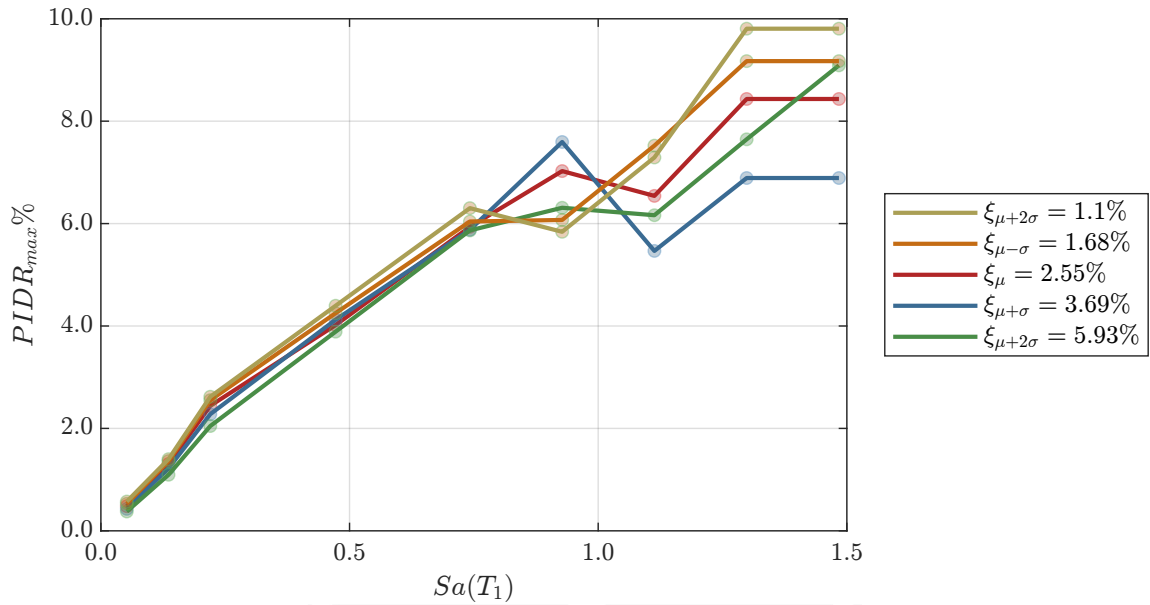


Figura 5.36: Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 20 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

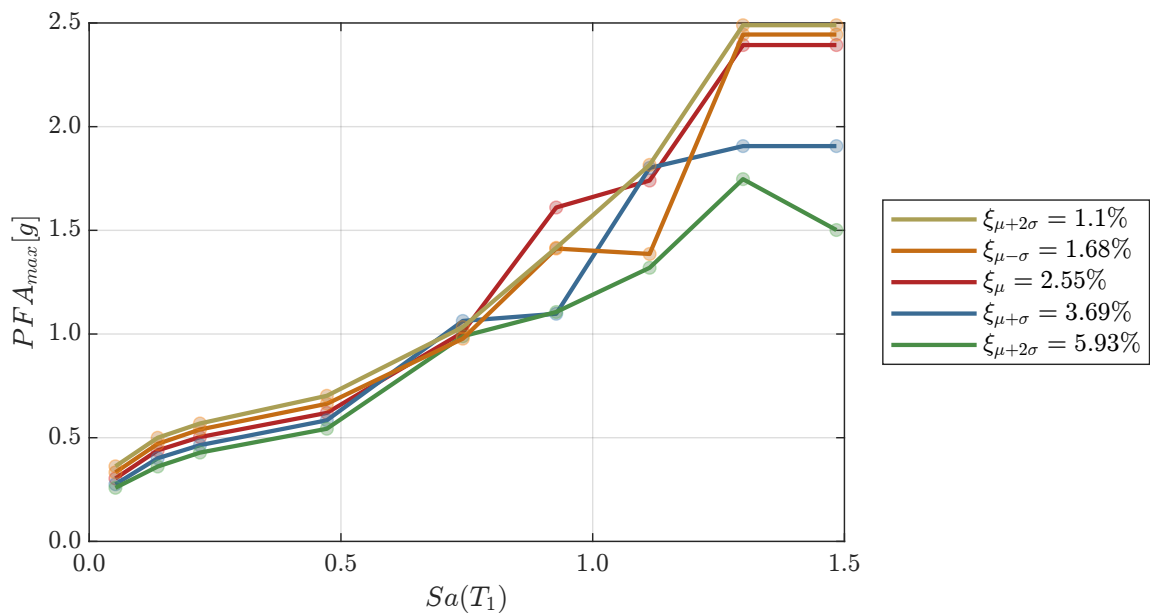


Figura 5.37: Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 20 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

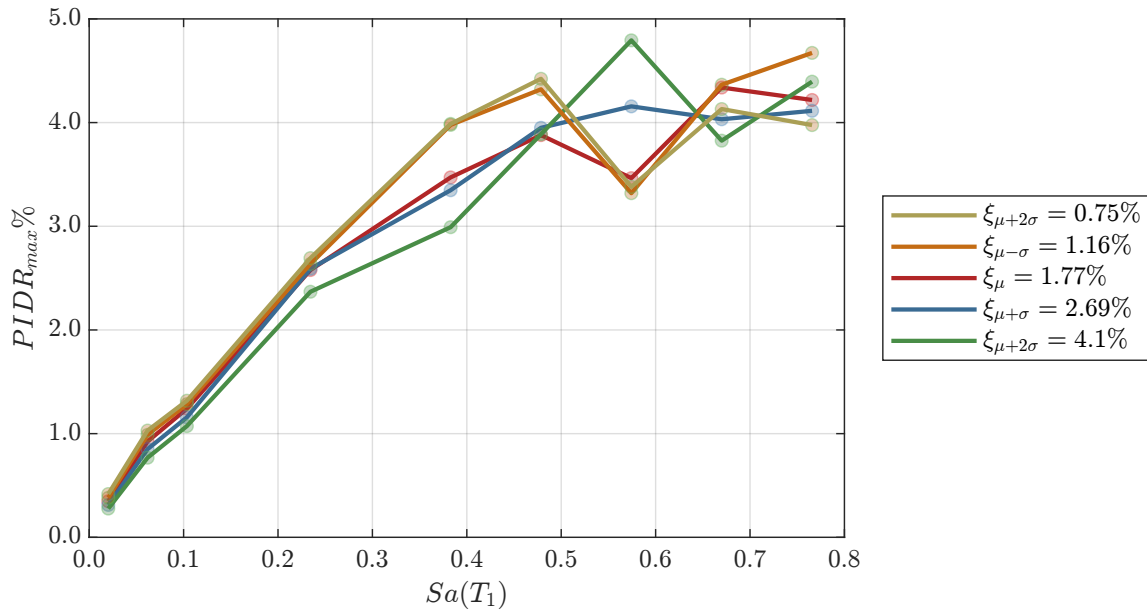


Figura 5.38: Máxima media de deriva de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 50 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

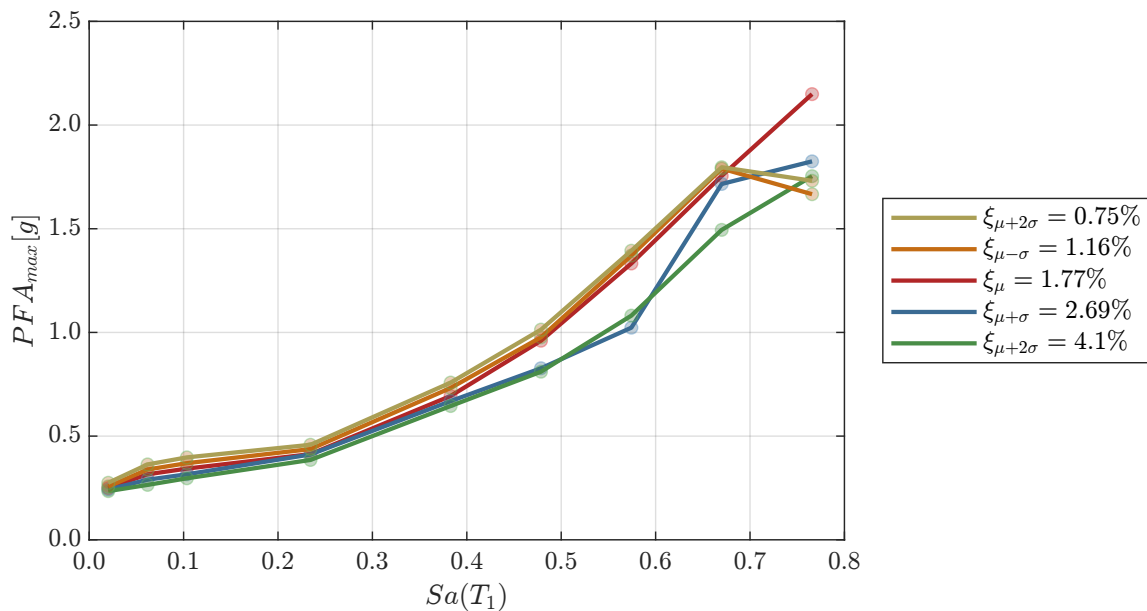


Figura 5.39: Máxima media de aceleración máxima de piso en el edificio para todos los casos de amortiguamiento en el edificio de 50 pisos, considerando sólo los casos en que no hay colapso. Los círculos son las franjas utilizadas en este estudio.

5.9. Comparación de Componentes de los Edificios

En las secciones anteriores se discutió cómo afecta el amortiguamiento a las pérdidas económicas esperadas totales. En la presente sección se estudiará qué componentes del edificio se ven mayormente afectadas por una variación en el amortiguamiento.

Para estudiar las componentes, este estudio se basa en lo definido por FEMA (2018), que divide las componentes en 6 partes:

- A.- Subestructura
- B.- Superestructura
- C.- Interiores
- D.- Servicios
- E.- Equipos y Mobiliario
- F.- Construcción y Demolición Especial

Las componentes utilizadas, y sus subdivisiones se muestran en la Tabla 5.22.

Tabla 5.22: Subgrupos considerados en este estudio (?)

Grupo de Desempeño	Subgrupo de Desempeño	EDP que controla el daño
B. EXTERIORES		
	B10 Superestructura	IDR
	B20 Parte Exterior	IDR
	B30 Techo	
C. INTERIORES		IDR/PFA
D. SERVICIOS		
	D10 Equipamiento	IDR/PFA
	D20 Plomería	IDR
	D30 HVAC	IDR/PFA
	D40 Protección al Fuego	IDR/PFA
	D50 Electricidad	IDR/PFA

5.9.1. Elementos Estructurales y Elementos No Estructurales

En esta sección se indagará en el sentido general de elementos estructurales y no estructurales. Según FEMA (2018), se define a los Elementos Estructurales como los que están compuestos por B10 (Superestructura) y elementos no estructurales todos los elementos restantes (B20, B30, C, y D).

Las Tablas 5.4, 5.9, 5.14, y 5.18 muestran las pérdidas económicas esperadas anualizadas para elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la estructura.

En el edificio de 4 pisos se obtiene que las pérdidas económicas esperadas anualizadas de los elementos no estructurales corresponden aproximadamente al 70 % de las pérdidas totales. Las pérdidas de los elementos estructurales toman aproximadamente un 4 % de las mismas. Las pérdidas debido al colapso y demolición de la estructura toman aproximadamente un 8 % y 18 %, respectivamente.

En el edificio de 9 pisos se obtiene que los elementos no estructurales disminuyen su influencia a un 67 % en las pérdidas económicas esperadas, y los elementos estructurales la aumentan hasta un 6 %, con respecto al edificio de 4 pisos. Además, las pérdidas debido al colapso y demolición de la estructura toman aproximadamente un 9 % y 18 %, respectivamente.

Una gran diferencia se observa en el edificio de 20 pisos, pues los elementos no estructurales aportan un 45 % de las pérdidas económicas esperadas totales, un valor considerablemente menor que en los edificios anteriormente estudiados, y los elementos estructurales toman un 5 % de las mismas. Las pérdidas debido al colapso y demolición de la estructura toman aproximadamente un 10 % y 40 %, respectivamente.

El edificio de 50 pisos mantiene la tendencia del edificio de 20 pisos, donde los elementos no estructurales aportan un 43 % de las pérdidas económicas esperadas, y los elementos estructurales un 4 %.

Las pérdidas debido al colapso y demolición de la estructura toman aproximadamente un 10 % y 43 %, respectivamente.

Se observa claramente que a medida que el edificio aumenta su altura, las pérdidas económicas esperadas anualizadas asociadas a los elementos no estructurales disminuyen su influencia en la pérdida total, sin embargo, los elementos estructurales y de colapso mantienen su influencia independiente del alto del edificio. Por otro lado, las pérdidas económicas esperadas anualizadas debido a la demolición del edificio aumentan.

La disminución de la influencia de los elementos no estructurales se debe principalmente a 2 razones. La primera, es que a medida que aumenta la altura del edificio, los elementos no estructurales reducen su % de las pérdidas totales de cada piso, esto puede observarse en las tablas 4.5, 4.9, 4.13, 4.17. En dichas tablas, se puede apreciar que del total de las pérdidas económicas de un piso, los elementos no estructurales toman un 87.2 %, 81.5 %, 76.2 %, y 76.2 % para los edificios de 4, 9, 20, y 50 pisos, respectivamente. La segunda razón se debe a que la respuesta estructural es menor a medida que aumenta la altura del edificio, esto se corroboró en la sección 5.8. Una menor respuesta estructural implica menores probabilidades de observar daños, lo que conlleva a menores pérdidas económicas esperadas.

Los elementos estructurales mantienen su influencia en las pérdidas económicas esperadas anualizadas, y esto se debe a 2 fenómenos que se anulan entre sí. La primera razón se debe a que la influencia de los elementos estructurales, en las pérdidas económicas esperadas de un piso, aumenta a medida que el edificio acrecenta en altura (para los edificios de 4, 9, 20, y 50 pisos, los elementos estructurales toman un 12.8 %, 18.5 %, 23.8 %, y 23.8 % de las pérdidas económicas de un piso, respectivamente). Este fenómeno tiende a aumentar las pérdidas estructurales. Por otro lado, la respuesta estructural disminuye, por lo que este segundo fenómeno disminuye las pérdidas. Ambos fenómenos descritos se anulan, y su influencia se mantiene constante.

El último caso corresponde a las pérdidas debido a la demolición de la estructura, las cuáles aumentan su influencia considerablemente. Esto se debe principalmente a que los parámetros antes mencionados disminuyen su influencia total, por lo que esta pérdida toma un mayor peso en las pérdidas totales.

La Fig. 5.40 muestra la RPEM para elementos estructurales, elementos no estructurales, dado colapso, y dado demolición, para $IM = Sa(T_1)$. En todos los edificios se cumple que la pérdida estructural y no estructural responde de manera aproximadamente lineal con los cambios de amortiguamiento, no así las pérdidas dado el colapso y demolición de la estructura. Los resultados muestran que los elementos estructurales y no estructurales se ven igualmente afectados por el amortiguamiento, dado que su RPEM es básicamente el mismo en todos los edificios. Las pérdidas dado el colapso de la estructura no varían linealmente con el cambio de amortiguamiento. La pérdida debido a la demolición del edificio, en general, decrece a medida que aumenta el amortiguamiento. Hay casos en los que la pérdida debido a la demolición no decrece cuando aumenta el amortiguamiento, por ejemplo en el edificio de 50 pisos, observando la desagregación de esta pérdida en la Fig. 5.24 se obtiene que en los casos de ξ_μ , y $\xi_{\mu\pm\sigma}$ la desagregación de la pérdida asociada a la demolición es prácticamente la misma en los 3 casos. Razones para este comportamiento requieren mayor estudio. Se observa que a medida que el edificio aumenta su altura, el impacto de la variación del amortiguamiento es menor. Para el edificio de 4 pisos una variación de ± 2 desviaciones estándar tiene un impacto de aproximadamente ± 40 %, en las pérdidas económicas esperadas, mientras que para los edificios de 9, 20 y 50 pisos, esta misma pérdida varía ± 30 %, ± 20 %, y ± 15 %, respectivamente.

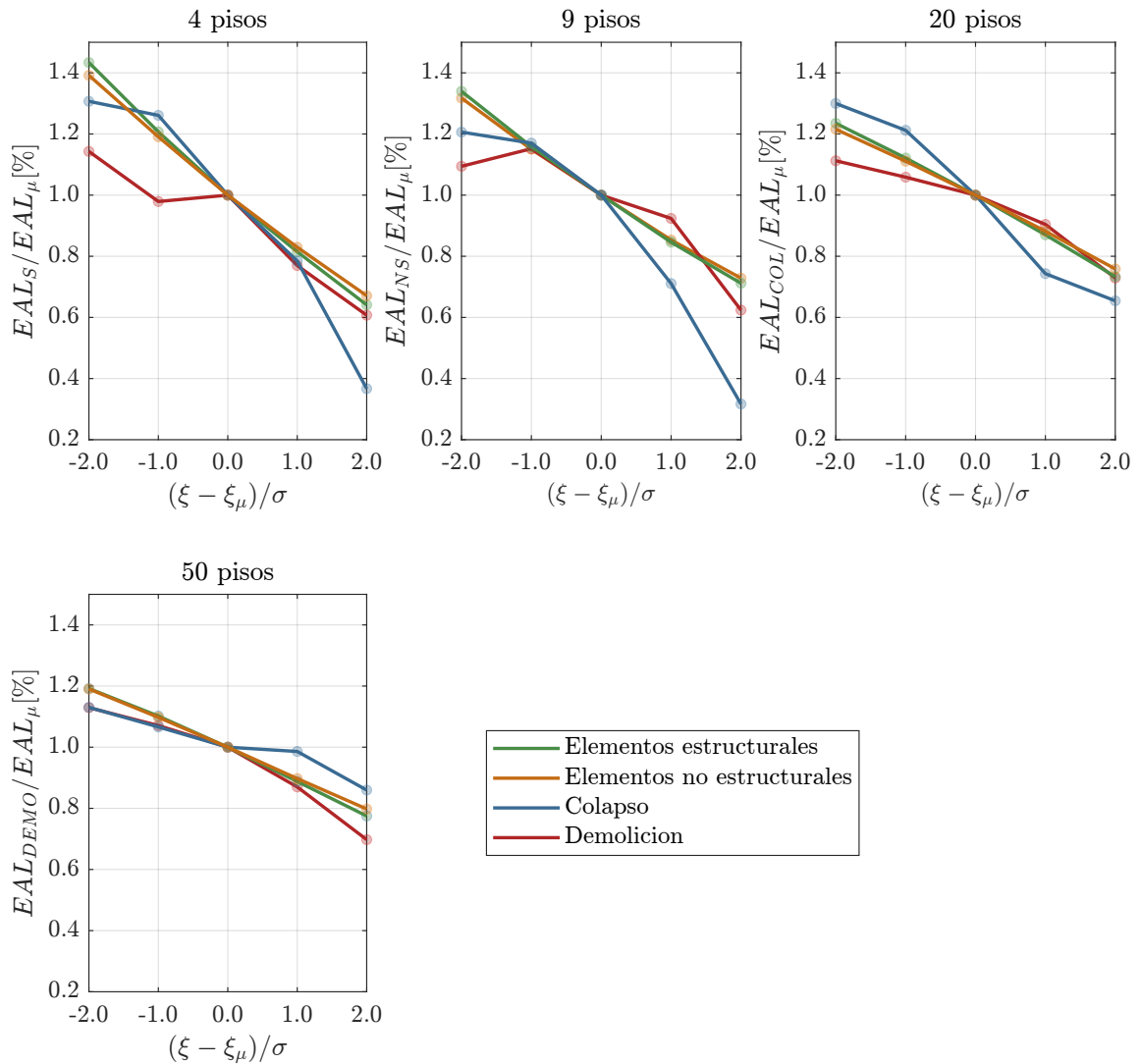


Figura 5.40: Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos estructurales, no estructurales, dado colapso, y dado demolición, para todos los edificios, con $IM = Sa(T_1)$.

5.9.2. Componentes individuales

En la sección anterior se generó un grupo de elementos estructurales, que contenía el elemento B10 (superestructura), y también se generó un grupo de elementos no estructurales que contenía los elementos B20 (parte exterior), C (Tabiques y terminaciones), y D (Servicios). En esta sección se analizará cada uno de los grupos, buscando resolver la pregunta, ¿Qué elementos se ven mayormente afectados por el cambio de amortiguamiento?

La Fig. 5.41 muestra las desagregaciones de cada elemento del edificio de 4 pisos, para cada nivel de amortiguamiento. De la figura se obtiene que todos los elementos se ven afectados por el cambio de amortiguamiento, especialmente en las intensidades bajas. Los elementos D10 (equipamiento) y D40 (Protección al fuego) se ven menos afectados por el amortiguamiento que los demás elementos, y esto se confirma observando la razón de pérdidas medias de este edificio, mostrado en la Fig. 5.42. Los elementos antes mencionados varían cerca de un 10 % cuando se aplica una desviación estándar. Los elementos B10 (superestructura), B20 (Parte exterior), D20 (Plomería), y D50 (electricidad) son los elementos que se ven mayormente afectados por el cambio de amortiguamiento, variando cerca de un 20 % cuando se aplica una

desviación estándar. Los elementos restantes (C, Tabiques y terminaciones, y D30, Aire acondicionado) tienen un nivel de afectación media al amortiguamiento, variando en 15-17 % por cada desviación estándar aplicada. Los elementos que se ven mayoritariamente afectados por el amortiguamiento son dependientes exclusivamente de IDR, exceptuando D50, que también depende de PFA; este resultado concuerda con lo obtenido en la sección 5.8. Los elementos D10 y D40 se ven afectados en menor medida dado que los elementos dependientes de PFA tienen un peso mayor en las pérdidas de cada piso, como lo muestra la Tabla 4.5. El elemento D10, que es dependiente de PFA, aporta 9 veces más que el elemento dependiente de IDR (PFA=7.5 %, IDR=0.8 % del costo de reemplazo del piso), lo mismo sucede en el elemento D40, donde PFA controla su comportamiento, es 3 veces mayor que el elemento dependiente de IDR (PFA=0.5 %, IDR=0.2 % del costo de reemplazo del piso).

La Fig. 5.43 muestra las desagregaciones de cada elemento del edificio de 9 pisos, para cada nivel de amortiguamiento. El elemento D10 es el que se ve menos afectado por el amortiguamiento con respecto a los demás elementos, variando cerca de un 10 % cuando se aplica una desviación estándar. Los elementos B10, B20, D20, y D50 varían cerca de un 15 % con la aplicación de una desviación estándar, siendo los elementos más afectados. Los elementos restantes (C, D30, y D40) tienen un nivel de afectación media al amortiguamiento, variando en 12-13 % por cada desviación estándar aplicada. La razón de estas diferencias fueron explicadas en el edificio de 4 pisos, sin embargo, se observa que la variación en este edificio es menor que en el edificio de 4 pisos.

Para el edificio de 20 pisos, la Fig. 5.45 muestra las desagregaciones de cada elemento, para cada nivel de amortiguamiento. Al igual que en el edificio de 4 pisos, D10 es lo menos afectado por el cambio del amortiguamiento, con un 8 % de variación cada vez que se aplica una desviación estándar. Los elementos B10, D20, y D50 son los elementos que se ven mayormente afectados por el cambio de amortiguamiento, variando cerca de un 13 % cuando se aplica una desviación estándar. Los elementos restantes (B20, C, D30, y D40) tienen un nivel de afectación media al amortiguamiento, variando en 9-11 % por cada desviación estándar aplicada. La razón de estas diferencias fueron explicadas en el edificio de 4 pisos, y nuevamente se observa que el nivel de variación en este edificio es menor que el de 9, y 4 pisos respectivamente.

La Fig. 5.47 muestra las desagregaciones de cada elemento del edificio de 50 pisos, para cada nivel de amortiguamiento. De la figura se obtiene que todos los elementos se ven afectados por el cambio de amortiguamiento, especialmente en las intensidades bajas. La Fig. 5.48 muestra la razón de pérdidas económicas media de los elementos de este edificio. A diferencia de los edificios anteriormente estudiados, en este edificio no queda claro qué elemento se ve mayor o menormente afectado por el cambio de amortiguamiento. En la sección 5.8, se obtuvo que en este edificio el EDP afecta en menor medida con respecto a los otros edificios, por lo que es esperable que los elementos dependientes de IDR no estén muy separados de los elementos dependientes de PFA.

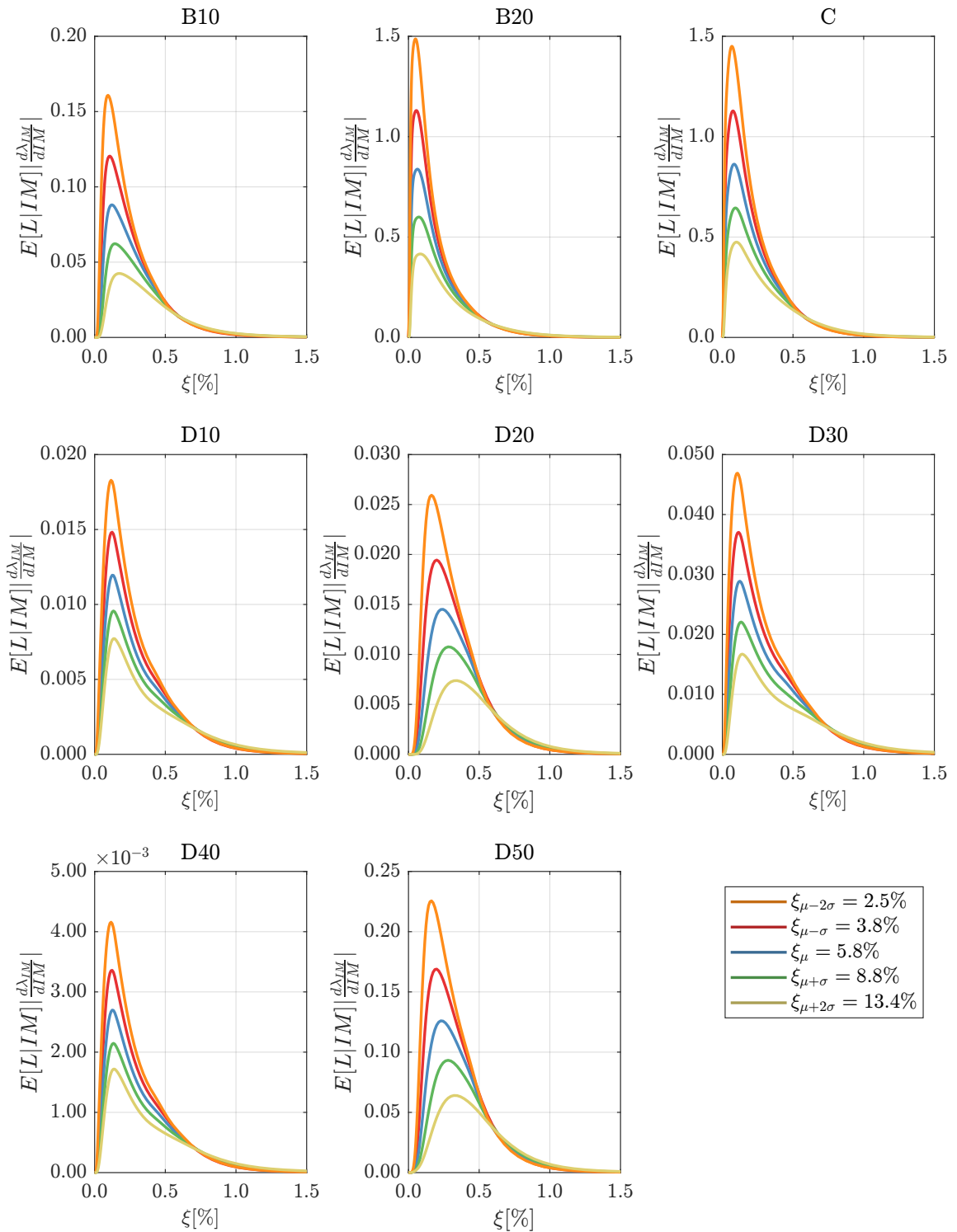


Figura 5.41: Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 4 pisos.

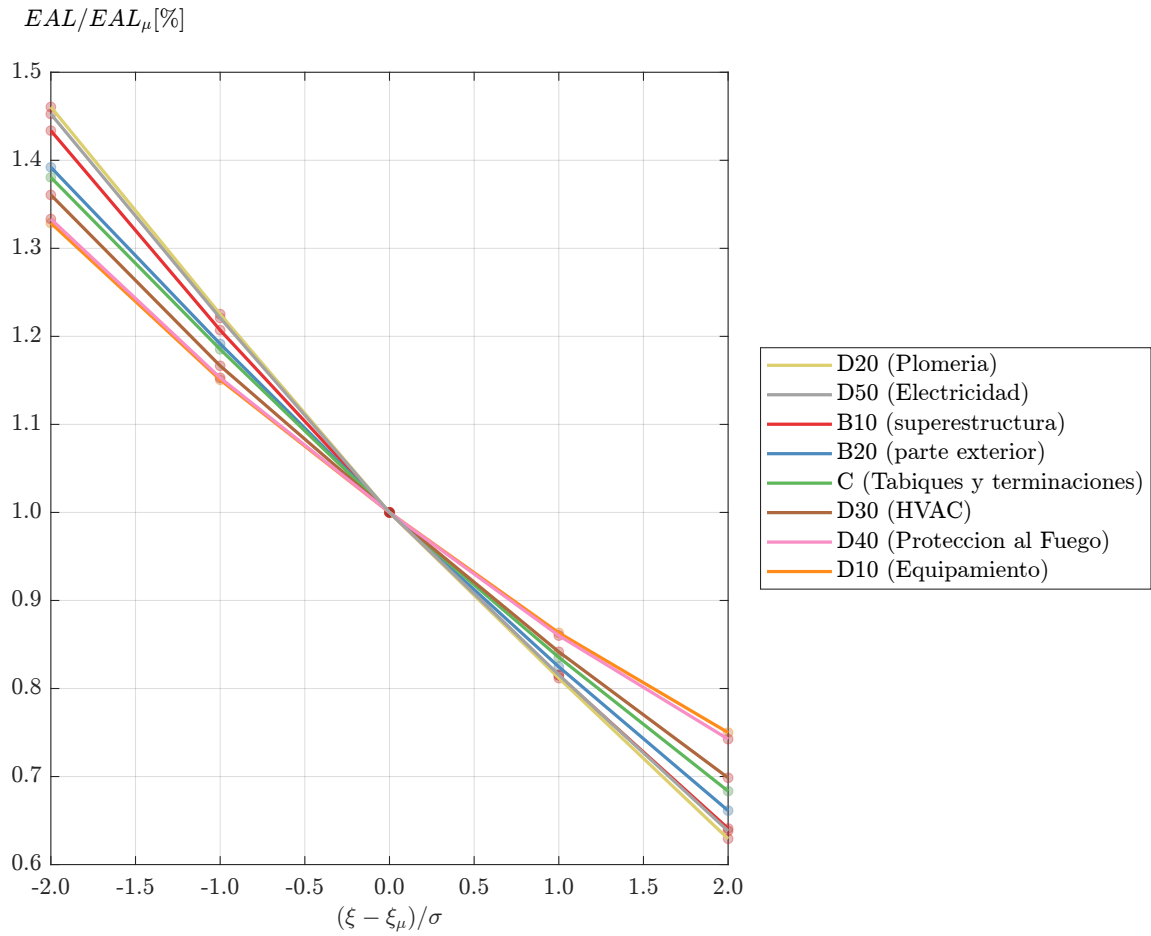


Figura 5.42: Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 4 pisos.

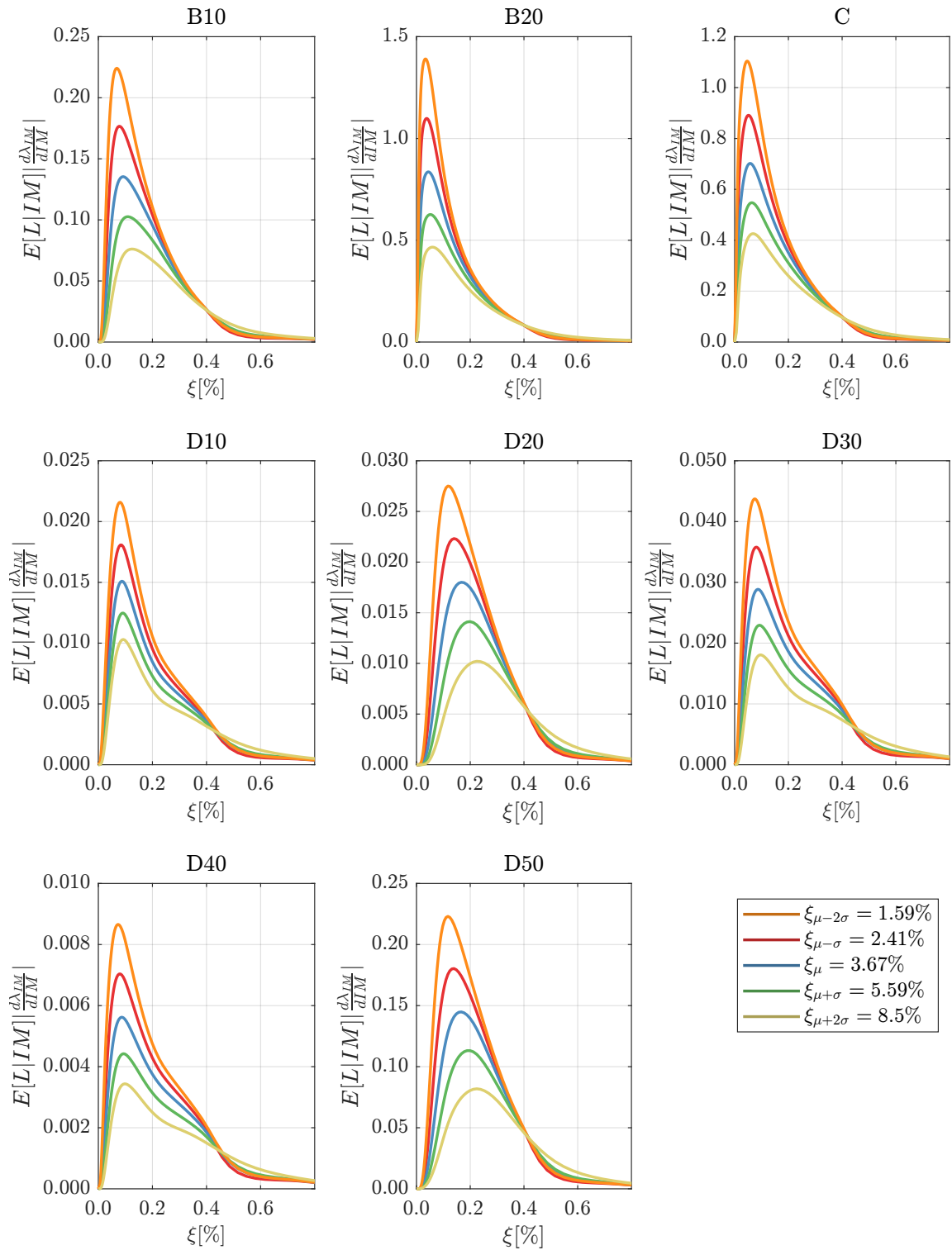


Figura 5.43: Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 9 pisos.

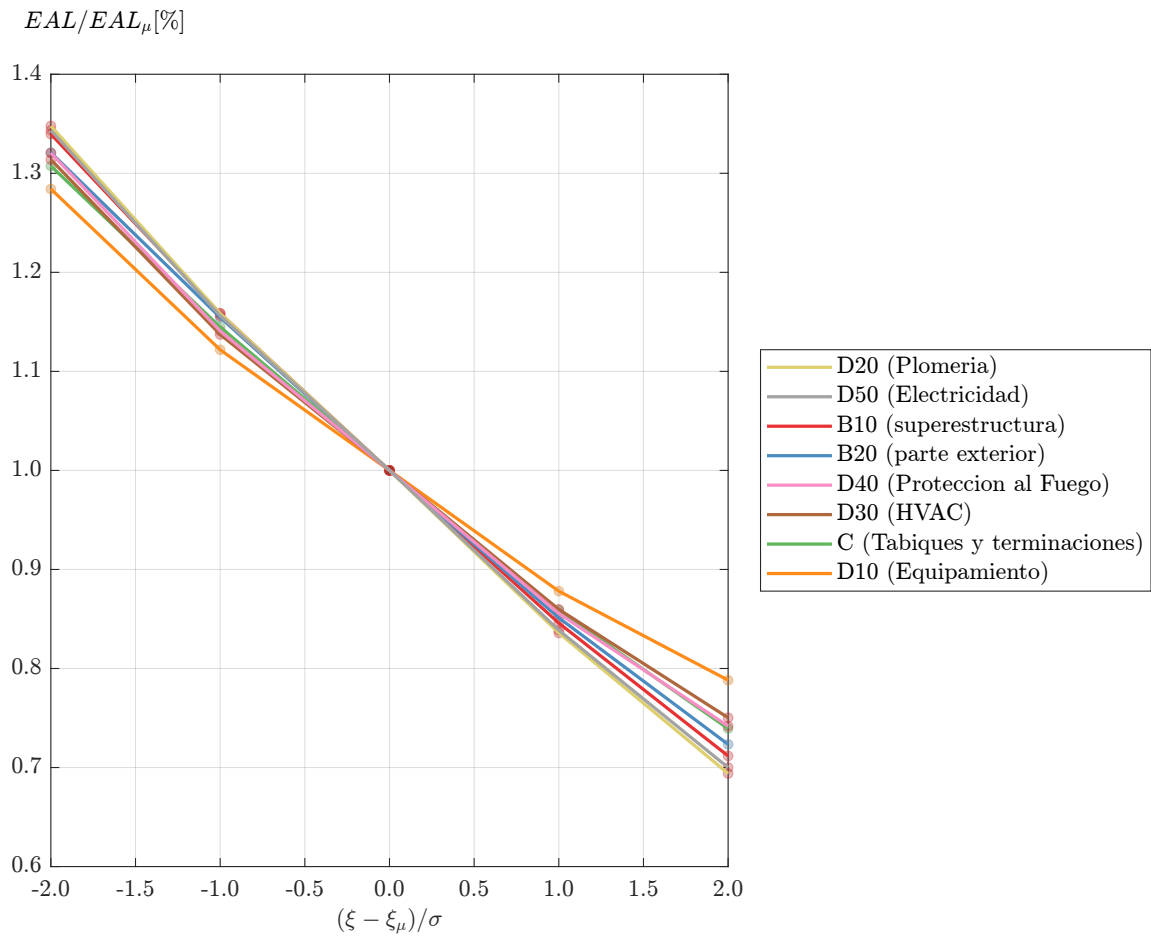


Figura 5.44: Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 9 pisos.

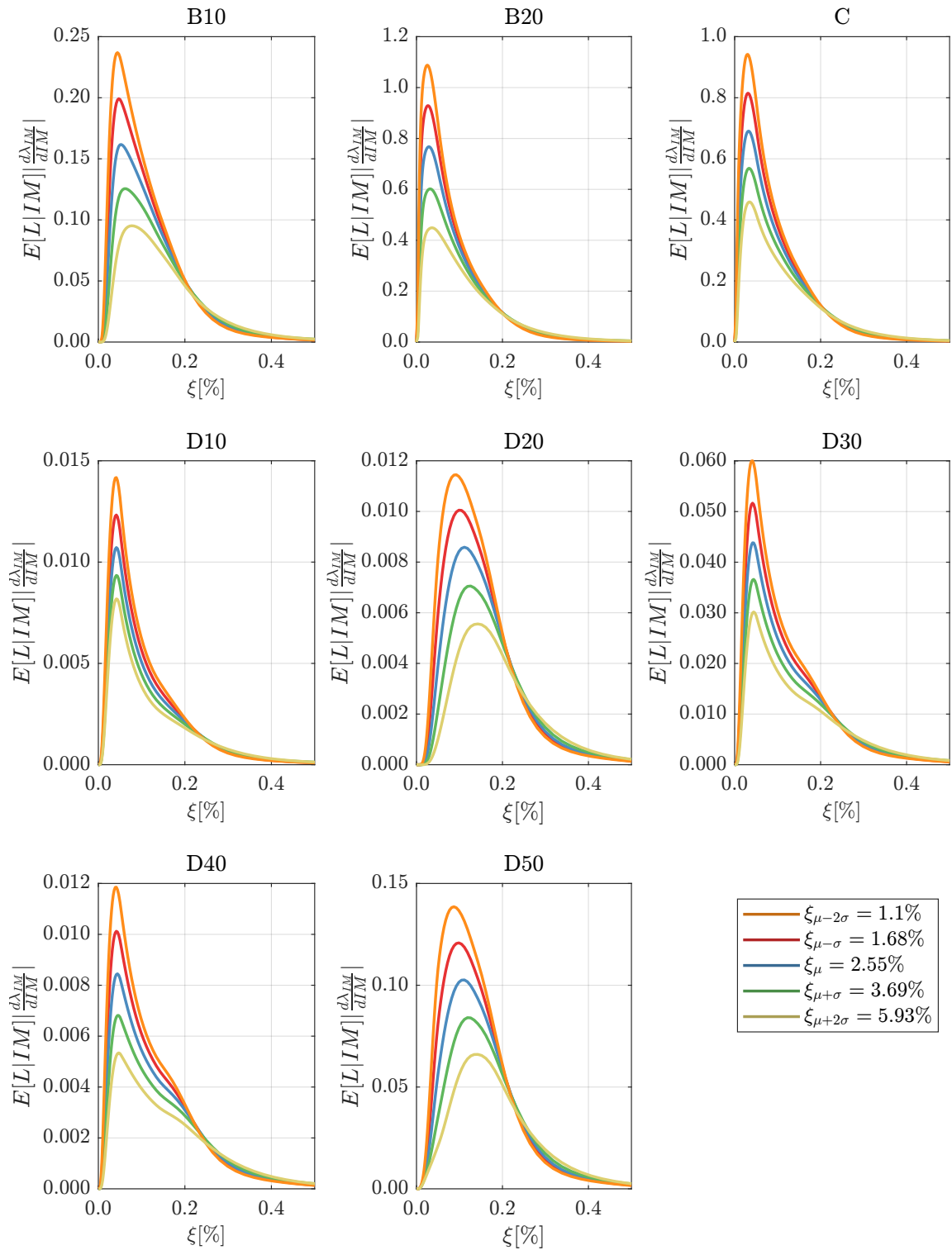


Figura 5.45: Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 20 pisos.

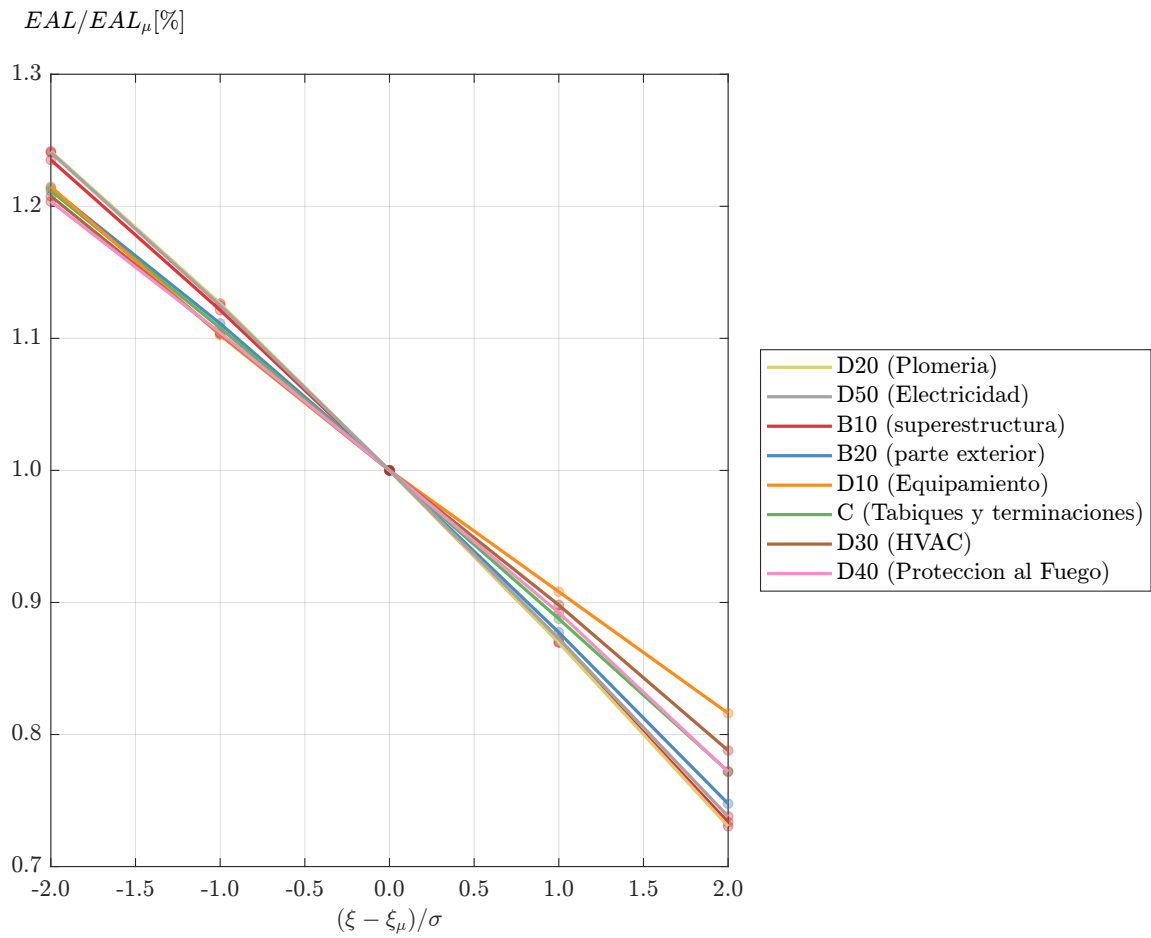


Figura 5.46: Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 20 pisos.

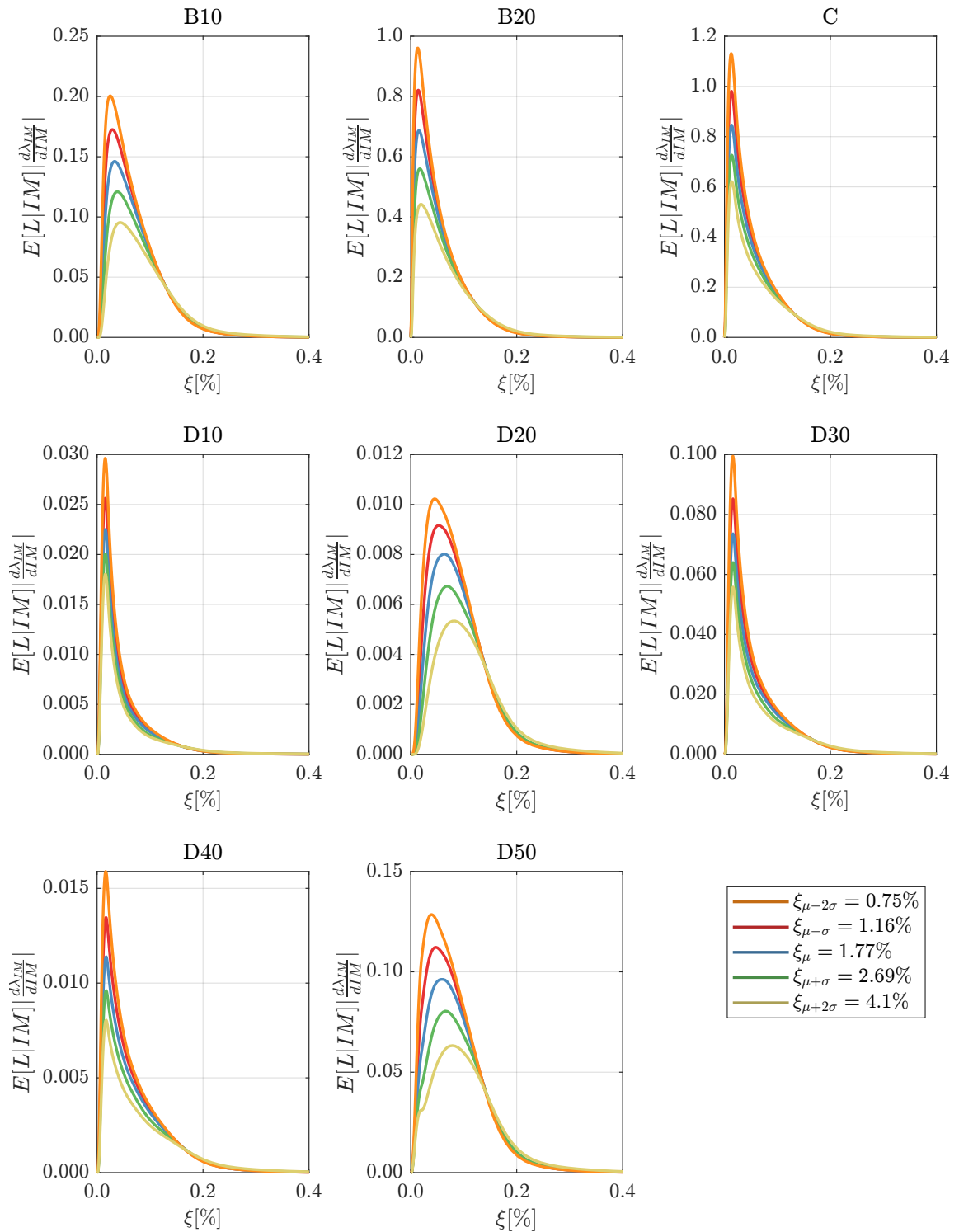


Figura 5.47: Desagregación de las pérdidas económicas esperadas de cada una de las componentes estudiadas, para el edificio de 50 pisos.

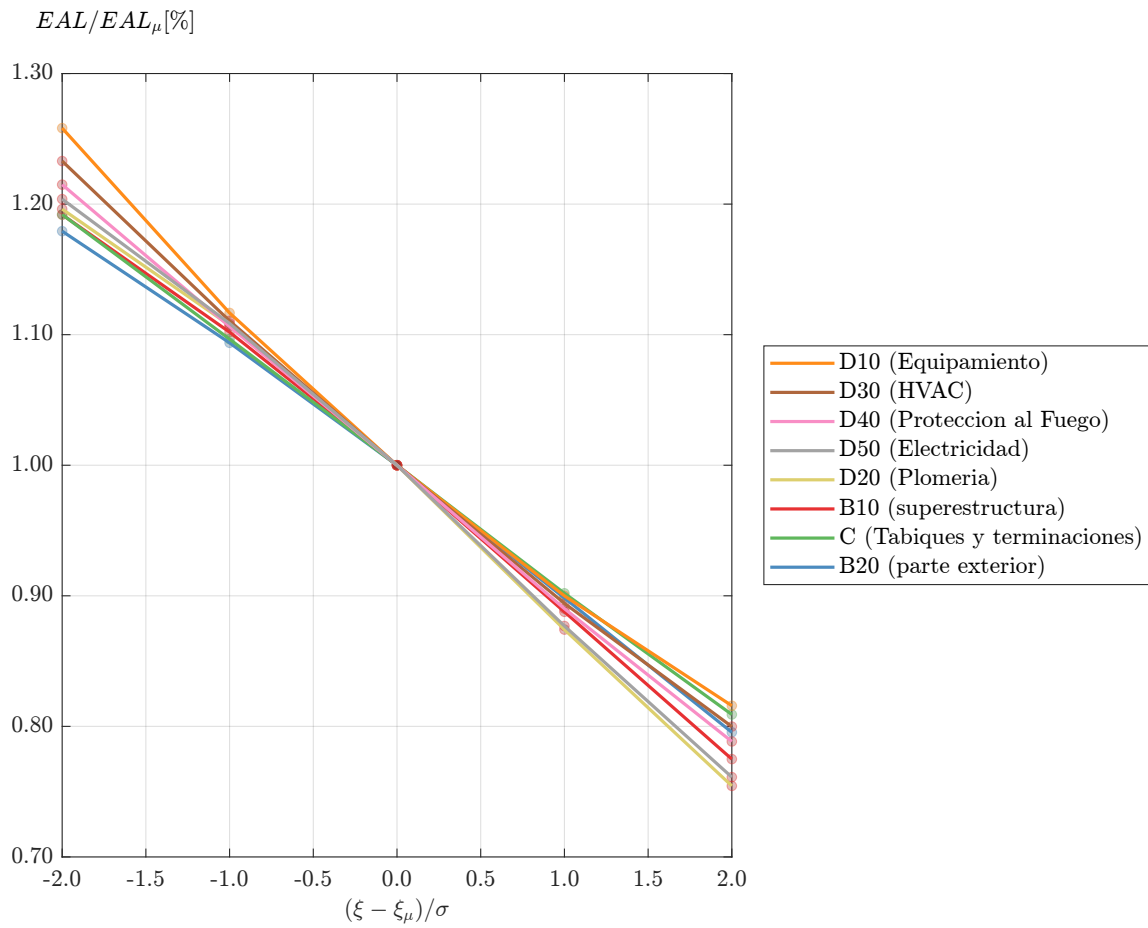


Figura 5.48: Razón de Pérdidas Económicas Media de los elementos del edificio, para el edificio de 50 pisos.

6 | Resumen y Conclusiones

6.1. Introducción

En este trabajo se investigó la influencia de la fracción de amortiguamiento en las pérdidas económicas esperadas normalizadas por el costo del edificio en edificios de marcos de acero. Una incorrecta elección del amortiguamiento en el modelamiento estructural puede provocar una sobre/sub estimación de la respuesta estructural del edificio, es por esto que el objetivo general de esta memoria es cuantificar el efecto del amortiguamiento en el desempeño sísmico de los edificios, utilizando el marco de trabajo de la ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE).

Los objetivos específicos de este trabajo son:

1. Evaluar la influencia del amortiguamiento en las pérdidas económicas anualizadas debido a terremotos en edificios de marcos de acero.
2. Evaluar el efecto de la fracción de amortiguamiento en el desempeño sísmico de los elementos estructurales, no estructurales, y componentes de la estructura.
3. Estudiar la sensibilidad a la fracción de amortiguamiento de la fragilidad de colapso de una estructura.
4. Analizar la influencia de la medida de intensidad empleada en la pérdida económica calculada. En particular, estudiar las diferencias en el uso de la ordenada espectral evaluada en el modo fundamental de la estructura, $S_a(T_1)$, y la aceleración espectral promedio, $S_{avg}(T_1)$.
5. Evaluar el impacto de distintos modelos de amortiguamiento (amortiguamiento modal vs Rayleigh) en la Pérdida Económica Esperada.

En lo que sigue, este capítulo resume las principales conclusiones y resultados relacionados con los objetivos de esta tesis.

6.2. Conclusiones y Resultados

6.2.1. Desagregación de las pérdidas económicas esperadas

Para los 4 edificios analizados, se calculó la desagregación de las pérdidas económicas, tomando en consideración las pérdidas económicas esperadas debido a elementos estructurales, no estructurales, debido al colapso de la estructura, y debido a la demolición de la estructura. Los resultados y conclusiones expuestas corresponden a $S_a(T_1)$.

En general, se obtiene que el amortiguamiento afecta directamente a la amplitud de la desagregación de la pérdida económica esperada. El comportamiento obtenido en la desagregación de las pérdidas económicas muestra que éste actúa de manera inversamente proporcional a la fracción de amortiguamiento. Esto es, si la fracción de amortiguamiento aumenta, entonces la desagregación de la pérdida económica esperada disminuye.

En todos los casos estudiados, se obtuvo que las intensidades bajas concentran entre un 50-70 % de la pérdida económica esperada anualizada, y esto se debe a la alta probabilidad de ocurrencia de terremotos de dichas intensidades. En todos los edificios se obtuvo que la influencia de la fracción de amortiguamiento en la desagregación de la pérdida económica esperada puede dividirse en 3 grandes zonas. La primera de ellas es de intensidades bajas, donde el amortiguamiento tiene un alto impacto en la amplitud de la desagregación de la pérdida económica esperada. Esto se debe a 2 razones: la primera, es que en esta zona la estructura se encuentra mayoritariamente en el rango lineal, por ende la fracción de amortiguamiento tiene una mayor influencia en la respuesta estructural; y la segunda, es debido a que la probabilidad de ocurrencia de terremotos de estas intensidades es alta, por lo que esta zona se ve amplificada con respecto a las siguientes debido a su mayor recurrencia.

La segunda zona es de intensidades medias, donde las curvas de desagregación correspondientes a distintas fracciones de amortiguamiento tienen un segundo peak. Esto se debe principalmente a la pérdida económica esperada debido a la demolición de la estructura, porque el tramo de crecimiento de esta curva tiene un desfase con respecto a la pérdida asociada a los elementos estructurales y no estructurales. En este tramo el nivel de amortiguamiento vuelve a tomar importancia en la desagregación.

La tercera y última zona es de intensidades altas, donde el amortiguamiento no tiene influencia en la desagregación de las pérdidas económicas. Esto se debe principalmente a que la probabilidad de ocurrencia de estos terremotos es muy baja. En consecuencia, la amplitud de la curva es muy pequeña con respecto a los 2 primeros tramos, y no se aprecia ninguna separación entre las curvas de diferentes amortiguamientos.

Para el edificio de 4 pisos, se obtuvo que la primera zona de influencia de la fracción de amortiguamiento comprende en las intensidades 0-0.4g, la segunda zona comprende entre 0.4-1g, y la última comprende a intensidades iguales o más altas que 1g.

Para el edificio de 9 pisos, la primera zona de influencia comprende entre 0-0.4g, la segunda zona entre 0.4-0.8g, y la última comprende a intensidades iguales o más altas que 0.8g.

En el edificio de 20 pisos, las 3 zonas de influencia tienen los rangos de 0-0.1g, 0.1-0.45g, y desde 0.45 g en adelante.

Para el último edificio, de 50 pisos, las 3 zonas están comprendidas entre 0-0.05g, 0.05-0.25, y las intensidades mayores que 0.25 g.

6.2.2. Pérdidas económicas esperadas anualizadas

Para los 4 edificios estudiados, se calculó la pérdida económica esperada anualizada normalizada (EAL_N , por sus siglas en inglés). Para una mejor comprensión del impacto de la fracción de amortiguamiento, se definió un parámetro llamado Razón de Pérdidas Económicas Media (RPEM), y corresponde a la razón entre el EAL_N , de cada caso de amortiguamiento, sobre el EAL del caso con amortiguamiento medio. En todos los edificios se obtuvo que un aumento de la fracción de amortiguamiento impacta en una disminución de la pérdida económica esperada anualizada. Los resultados y conclusiones expuestas corresponden a $Sa(T_1)$.

Para el edificio de 4 pisos, se obtuvo que la pérdida económica esperada anualizada, asociada al amortiguamiento medio es de 0.771 [%/año]. Se obtuvo así, que el aumento o disminución de la fracción de amortiguamiento en una desviación estándar impacta aproximadamente en un 18 % en ambos casos, y si la variación es de 2 desviaciones estándar, entonces el impacto es de 36 %, en ambos casos igualmente.

Para los edificios de 9, 20 y 50 pisos, se obtuvo que a pérdida económica esperada anualizada, asociada al amortiguamiento medio es de 0.579 [%/año], 0.438 [%/año] y 0.280 [%/año], respectivamente. En cuanto al impacto de la variación del amortiguamiento, se obtuvo que éste disminuye con la altura, pues en el edificio de 9 pisos una desviación estándar impacta aproximadamente en un 15 %, en el de 20 pisos en un 12 %, y el de 50 pisos en un 6 %, aproximadamente. Si se toma en cuenta 2 desviaciones estándar, para los edificios de 9, 20 y 50 pisos varían en un 30 %, 20 % y 18 %, aproximadamente.

Se obtuvo que la sensibilidad a la variación de la fracción de amortiguamiento en la pérdida económica esperada anualizada disminuye a medida que la altura del edificio aumenta. Si se varía una desviación estándar, se obtuvo que la pérdida económica esperada anualizada para los edificios de 4, 9, 20 y 50 pisos varía en 18 %, 15 %, 12 % y 6 %, respectivamente.

6.2.3. Pérdidas económicas esperadas de elementos estructurales y no estructurales

Se define a los Elementos Estructurales como los que están compuestos por B10 (Superestructura) y elementos no estructurales todos los elementos restantes (B20 (Parte exterior), B30 (Techo), C (Interiores), y D (Servicios)). Los resultados y conclusiones expuestas corresponden a $Sa(T_1)$.

En el edificio de 4 pisos se obtiene que las pérdidas económicas esperadas anualizadas de los elementos no estructurales corresponden aproximadamente al 70 % de las pérdidas totales. Las pérdidas de los elementos estructurales toman aproximadamente un 4 % de las mismas. Las pérdidas debido al colapso y demolición de la estructura toman aproximadamente un 8 % y 18 %, respectivamente.

Para el edificio de 9 pisos se obtuvo una tendencia parecida a la obtenida en el edificio de 4 pisos, con los elementos no estructurales tomando el 67 % de las pérdidas económicas esperadas totales, los elementos estructurales toman un 6 % de las mismas, Las pérdidas debido al colapso y demolición de la estructura toman aproximadamente un 9 % y 18 %, respectivamente.

En los edificios de 20 y 50 pisos se mantiene la tendencia, sin embargo, cambia el impacto de los elementos no estructurales y debido a la demolición de la estructura, disminuyendo uno, y aumentando el otro, respectivamente. En el edificio de 20 pisos los elementos no estructurales toman un 45 % de las pérdidas económicas totales, y en el edificio de 50 pisos toman un 43 %. Los elementos estructurales toman un 5 % y 4 % de las pérdidas económicas totales en los edificios de 20 y 50 pisos, respectivamente. La pérdida económica esperada debido al colapso de la estructura es del 10 % en ambos edificios, y la pérdida económica esperada debido a la demolición del edificio sube hasta un 40 % en el edificio de 20 pisos y a un 43 % en el edificio de 50 pisos.

La diferencia de impactos de elementos no estructurales se debe a que a medida que el edificio aumenta su altura, éstos elementos representan un menor porcentaje del total del edificio, además, la respuesta estructural disminuye a medida que aumenta la altura del edificio, por lo que se observan menos daños en estos elementos. La disminución de la pérdida debido a los elementos no estructurales genera que los elementos debido a la demolición aumenten su importancia.

6.2.4. Parámetros de demanda ingenieril

Se analizó el impacto de la variación de la fracción de amortiguamiento para los 2 EDP que controlan la respuesta estructural de los elementos de los edificios, la deriva de piso (IDR) y la aceleración máxima de piso (PFA). Los resultados y conclusiones expuestas corresponden a $Sa(T_1)$.

En todos los edificios se obtiene que para los niveles de amenaza sísmica, 50 % en 30 años y 20 % en 50 años, la respuesta estructural -en términos de IDR y PFA- es inversamente proporcional a la fracción de amortiguamiento, es decir, a mayor amortiguamiento, menor es la respuesta estructural. Para las siguientes franjas de amenaza sísmica se obtiene que la respuesta estructural deja de mostrar una dependencia clara al nivel de amortiguamiento. Esto ocurre principalmente debido a que en intensidades altas el número de colapsos aumentan, y la media y desviación estándar se calculan con menos datos.

Para el edificio de 4 pisos se obtiene que los elementos dependientes de IDR varían su pérdida económica esperada de manera inversamente proporcional a la fracción de amortiguamiento. Cada vez que se suma o resta una desviación estándar, las pérdidas económicas esperadas anualizadas decrecen o crecen 20 %, respectivamente. Los elementos dependientes de PFA varían su pérdida económica esperada de manera inversamente proporcional a la fracción de amortiguamiento. Siempre cuando se toma en cuenta una

desviación estándar, las pérdidas económicas esperadas anualizadas varían un 12 % en cuanto se suma o resta una desviación estándar.

En los siguientes edificios se repite el mismo comportamiento que en el edificio de 9 pisos, es decir, que los elementos dependientes de IDR son más sensibles al amortiguamiento que los elementos dependientes de PFA. Por ejemplo, para el edificio de 4 pisos, una desviación estándar en el amortiguamiento impacta aproximadamente en un 18 % a los elementos dependientes de IDR y un 7.5 % a los elementos dependientes de PFA.

En los edificios de 20 y 50 pisos se observa que el impacto de la variación del amortiguamiento disminuye a medida que aumenta la altura. En el edificio de 20 pisos se obtuvo para IDR, y PFA que una desviación estándar afecta en 12 % y 7.5 %, respectivamente. Finalmente para el edificio de 50 pisos una desviación estándar en el amortiguamiento impacta en un 10 % y 5 %, para IDR y PFA, respectivamente.

Se concluye que los elementos dependientes de IDR, se ven mayormente afectados al cambio de la fracción de amortiguamiento que los elementos dependientes de PFA; y que, a medida que la altura del edificio aumenta, la variación de fracción de amortiguamiento es menor tanto para IDR como para PFA.

Se obtuvo que a medida que la altura del edificio aumenta, disminuye la diferencia del impacto de una desviación estándar en las pérdidas económicas entre IDR y PFA, es decir, que mientras más bajo es el edificio, los elementos dependientes de IDR se ven mucho más afectados por la variación del amortiguamiento que los elementos dependientes de PFA.

6.2.5. Componentes individuales

Las pérdidas en elementos estructurales y no estructurales se separan en 8 subdivisiones: B10 (superestructura), B20 (exteriores), C (interiores), D10 (Equipamiento), D20 (Plomería), D30 (HVAC), D40 (Protección del fuego) y D50 (Eléctrico). Se obtiene que la variación de amortiguamiento impacta directamente en la desagregación de las pérdidas económicas de cada elemento en intensidades bajas, y esa influencia disminuye a medida que aumenta la intensidad sísmica. Los resultados y conclusiones expuestas corresponden a $Sa(T_1)$.

Para el edificio de 4 pisos, se obtiene que los elementos D10 y D40 se ven menos afectados por la variación del amortiguamiento, esto se debe a que, mayoritariamente, los controla PFA, que es menos sensible al amortiguamiento. Por el contrario, los elementos B10, B20, D20 y D50 son más sensibles a la variación del amortiguamiento. Esto se debe a que, mayoritariamente, los controla IDR, que es más sensible al amortiguamiento. Los elementos C y D30 tienen un nivel de afectación intermedio, dado que dependen de IDR y PFA.

Para los edificios de 9 y 20 pisos, se obtiene que el elemento D10 se ve menos afectados por la variación del amortiguamiento. Esto se debe a que, mayoritariamente, los controla PFA, que es menos sensible al amortiguamiento. Por el contrario, los elementos B10, B20, D20 y D50 son los más sensibles a la variación del amortiguamiento. Esto se debe a que, mayoritariamente, los controla IDR, que es más sensible al amortiguamiento. Los elementos C, D30 y D40 tienen un nivel de afectación intermedio, dado que dependen de IDR y PFA. A diferencia del edificio de 4 pisos, D40 ahora tiene un nivel de afectación intermedio, esto se debe a que a medida que el edificio aumenta su altura, la diferencia del impacto de la variación del amortiguamiento entre IDR y PFA es menor, por lo que ahora se ve más impactado que antes.

En el edificio de 50 pisos, se obtiene que ningún elemento tiene una pérdida considerablemente mayor que otro. Esto se debe a que, mientras más alto es el edificio, la variación de la fracción de amortiguamiento de los elementos dependientes de la deriva de piso, y los dependientes de la aceleración máxima de piso, tiende a acercarse, por lo que es indiferente si el elemento es dependiente de PFA o IDR.

6.2.6. Colapso de una estructura

Se analizó el comportamiento del colapso de estructuras de 4, 9, 20 y 50 pisos. El análisis del colapso de una estructura comprende desde la curva de fragilidad de colapso, pasando por la tasa anual media de colapso, hasta la pérdida económica esperada anualizada debido al colapso de la estructura. Los resultados y conclusiones expuestas corresponden a $Sa(T_1)$.

En todos los casos estudiados se obtuvo que el amortiguamiento afecta directamente a la curva de fragilidad de colapso. La evidencia obtenida en este trabajo muestra que la fragilidad de colapso es inversamente proporcional a la fracción de amortiguamiento, es decir, si la fracción de amortiguamiento aumenta, entonces la fragilidad de colapso disminuye.

Las pérdidas económicas anualizadas debido al colapso de la estructura son muy sensibles al cambio de fracción de amortiguamiento, pues dependen directamente de la fragilidad de colapso. Para el edificio de 4 pisos se obtuvo que la pérdida económica anualizada debido al colapso, asociada a la fracción de amortiguamiento mediana, es 0.0586 [%/año], y si se aumenta o disminuye la fracción de amortiguamiento en una desviación estándar impacta en -21.53 % y +26.1 %, respectivamente. Si se aumenta o disminuye en 2 desviaciones estándar, las pérdidas económicas anualizadas debido al colapso varían en -63.32 y +30.76 %, respectivamente.

En el edificio de 9 pisos la pérdida económica anualizada debido al colapso, asociada a la fracción de amortiguamiento mediana es 0.0554 [%/año]. Se observa que el impacto de la variación del amortiguamiento en la pérdida económica anualizada debido al colapso es menor que en el edificio de 4 pisos, con -28.95 % y +17.03 % en la aplicación de una desviación estándar, y -68.4 y +20.43 % con la aplicación de 2 desviaciones estándar.

En el edificio de 20 pisos la pérdida económica anualizada debido al colapso, asociada a la fracción de amortiguamiento mediana es 0.0449 [%/año], y se repite el comportamiento anteriormente expuesto, y en este caso las variaciones son de -28.95 % y +17.03 %, y -68.4 y +20.43 %, con la aplicación de una y dos desviaciones estándar respectivamente.

Para el edificio de 50 pisos la pérdida económica anualizada debido al colapso, asociada a la fracción de amortiguamiento mediana es 0.0321 [%/año]. Se observa lo mismo que en los edificios anteriores, con variaciones de -1.4 % y +6.66 %, y -14.07 y +13.07 %, con la aplicación de una y dos desviaciones estándar respectivamente.

La tasa anual media de colapso, λ_C , muestra exactamente el mismo comportamiento porcentual que las pérdidas económicas anualizadas debido al colapso de la estructura. Para el amortiguamiento medio, en el edificio de 4 pisos, $\lambda_C = 0,00049$, para los edificios de 9, 20 y 50 pisos, $\lambda_C = 0,00046$, $\lambda_C = 0,00037$, $\lambda_C = 0,00026$,

En todos los casos se obtuvo que la pérdida económica del edificio debido al colapso del mismo se ve afectado por el nivel de amortiguamiento, es decir, que a mayor amortiguamiento, es menor la pérdida económica esperada debido al colapso. Además se obtuvo que a medida que aumenta la altura del edificio, entonces la pérdida económica anualizada debido al colapso disminuye, y que la variación del amortiguamiento tiene un impacto menor.

6.2.7. Medida de intensidad

Los edificios de 4, 9, y 20 pisos fueron analizados con 2 medidas de intensidad, la primera es la aceleración espectral en el primer modo, $IM = Sa(T_1)$, y la segunda es la aceleración espectral promedio, $IM = Sa_{avg}(T_1)$.

En la fragilidad de colapso, se obtuvo que en el edificio de 4 pisos la dispersión obtenida con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es cerca de un 50 % de la obtenida con $IM = Sa(T_1)$. Para el edificio de 9 pisos la dispersión obtenida con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es cerca de un 60 % de la obtenida con $IM = Sa(T_1)$. Para el edificio de 20 pisos, la dispersión obtenida con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es cerca de un 60 % de la obtenida con $IM = Sa(T_1)$. Esta

diferencia en las dispersiones se deben a que $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es más eficiente en la predicción del colapso que $IM = Sa(T_1)$ (Eads et al., 2013).

En todos los casos se obtuvo que la pérdida económica esperada anualizada correspondiente a $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es 10-15 % menor que la obtenida con $IM = Sa(T_1)$. Esto se debe a que la pérdida económica esperada debido al colapso de la estructura asociada a $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es considerablemente menor que la obtenida con $IM = Sa(T_1)$, debido a que la dispersión de la fragilidad de colapso obtenida con $IM = Sa_{avg}(T_1)$ es menor que la obtenida con $IM = Sa(T_1)$. Además, la pérdida debido a la demolición de la estructura es menor en $IM = Sa_{avg}(T_1)$, que en $IM = Sa(T_1)$.

En las pérdidas económicas esperadas anualizadas en elementos estructurales y no estructurales, no se observan diferencias notorias, por lo que ambas medidas de intensidad estiman de la misma manera la respuesta estructural.

6.2.8. Modelos de amortiguamiento

Se evaluaron 2 modelos de amortiguamiento, el amortiguamiento modal y el amortiguamiento tipo Rayleigh. Se consideraron 5 casos para esta comparación:

1. Amortiguamiento modal con $\xi_\mu = 1,77\%$ como amortiguamiento del primer modo, y modos superiores con Eq. 4.2.
2. Amortiguamiento modal con todos sus modos iguales a $\xi_\mu = 1,77\%$
3. Amortiguamiento tipo Rayleigh, con los periodos $0.2T_1$ y $2T_1$ como referencia y 1.77 % de fracción de amortiguamiento en tales modos.
4. Amortiguamiento tipo Rayleigh, con los periodos T_1 y T_3 como referencia y 1.77 % de fracción de amortiguamiento en tales modos.
5. Amortiguamiento tipo Rayleigh, con los periodos T_1 y T_5 como referencia y 1.77 % de fracción de amortiguamiento en tales modos.

La desagregación de la pérdida económica esperada tiene la misma forma sin importar el modelo de amortiguamiento utilizado. En cuánto a la pérdida económica esperada anualizada, se mostraron los resultados con respecto al caso de referencia: amortiguamiento modal con amortiguamiento medio ($\xi_\mu = 1,77\%$). Este caso es el que presenta menores pérdidas económicas esperadas, y esto se debe que sus primeros modos son los que tienen mayor fracción de amortiguamiento que todos los demás casos.

Se obtuvo que el caso 3 es el que presenta mayores pérdidas, con un 9.95 % superior al caso de referencia y esto se debe a que la fracción de amortiguamiento del primer modo es menor que en todos los demás casos. El caso 5 presenta pérdidas 9.67 % mayores que el caso de referencia, esto se debe a que los modos 2-5 modos tienen una fracción de amortiguamiento inferiores con respecto a todos los demás casos. El caso 4 presenta pérdidas 7.59 % mayores, y se debe a que el segundo modo tiene una fracción de amortiguamiento menor que el amortiguamiento del primer modo, sin embargo, a partir del tercer modo crece rápidamente. El caso más cercano al de referencia es el de amortiguamiento constante, siendo este un 3.55 % mayor que el caso de referencia, y esto es porque su fracción de amortiguamiento nunca decrece, por lo que tiene menores pérdidas que los casos de amortiguamiento tipo Rayleigh, pero mayor que el caso de referencia, porque ahí la fracción de amortiguamiento aumenta en los primeros 8 modos.

6.2.9. Conclusiones principales

El uso de la fracción de amortiguamiento en el análisis estructural suele estar basado en recomendaciones, sin embargo, estudios muestran que hay una gran variabilidad en la fracción de amortiguamiento, por esto, se analizó el impacto de la variabilidad del amortiguamiento en el desempeño sísmico de edificios de marcos de acero.

Se utilizaron 4 edificios de distintas alturas (15.6 [m], 37.2 [m], 80.8 [m] y 192.8 [m]), y el amortiguamiento se modeló con las recomendaciones de (Cruz y Miranda, 2021a), y para cada edificio se realizó un análisis del desempeño en 5 niveles de amortiguamientos: amortiguamiento medio, amortiguamiento medio $\pm 1y \pm 2desviacinestdar$.

Uno de los aspectos importantes a considerar en el comportamiento sísmico es la desagregación de la pérdida económica esperada, que muestra el aporte de cada intensidad sísmica en la pérdida económica esperada. En este caso se normalizaron los datos por el costo de reemplazo del edificio, y se obtuvo que a medida que aumenta el amortiguamiento, la curva de desagregación decrece, y con esto también decrece la pérdida económica esperada normalizada. Se obtiene que el impacto de una desviación estándar impacta entre 10 % - 20 % en la pérdida económica esperada anualizada. La probabilidad de colapso sigue un comportamiento similar al de la pérdida económica esperada, es decir, a mayor amortiguamiento, menor probabilidad de colapso.

Con el propósito de analizar los elementos que se ven mayormente afectados por la variabilidad del amortiguamiento, se toman en cuenta dos medidas de intensidad: la deriva de piso (IDR, por sus siglas en inglés), y la aceleración máxima de piso (PFA, por sus siglas en inglés). Se obtuvo que los elementos dependientes de IDR son más sensibles a los cambios de amortiguamientos que lo elementos dependientes de PFA.

Otro aspecto importante en el impacto de la variabilidad del amortiguamiento en las pérdidas económicas esperadas es la medida de intensidad utilizada, en este estudio se utilizó la aceleración espectral del primer modo, $Sa(T_1)$, y la aceleración espectral promedio, $Sa_{avg}(T_1)$. Se observa que la medida de intensidad afecta significativamente a las pérdidas debido al colapso de la estructura, y en las pérdidas debido a la demolición de a misma, sin embargo, no afectan significativamente a la respuesta estructural. Además, no se observan diferencias entre ambas medidas de intensidad con respecto al impacto de la variabilidad del amortiguamiento en las pérdidas económicas esperadas, es decir, porcentualmente hablando, con ambas medidas de intensidad se obtiene el mismo impacto.

Además de lo anteriormente mostrado, se analizó el modelo de amortiguamiento utilizado, esto es, se comparó la respuesta estructural utilizando el modelo de amortiguamiento modal, y el modelo de amortiguamiento tipo rayleigh. Se obtuvo que al utilizar el amortiguamiento modal se obtiene una pérdida económica esperada normalizada entre 4 %-8 % menor que al utilizar amortiguamiento tipo Rayleigh, en diferentes configuraciones.

En este estudio se muestra que la elección de la fracción de amortiguamiento es importante a la hora de simular la respuesta estructural, ya que afecta directamente al comportamiento estructural. Para el cálculo del desempeño de un edificio, tal vez sea conveniente tomar en cuenta la variabilidad del amortiguamiento, realizando un análisis de sensibilidad, como el mostrado aquí, o directamente asumir un amortiguamiento menor que el amortiguamiento medio obtenido por las recomendaciones, por ejemplo, utilizar el amortiguamiento medio menos una (o dos) desviación estándar.

6.2.10. Supuestos y limitaciones

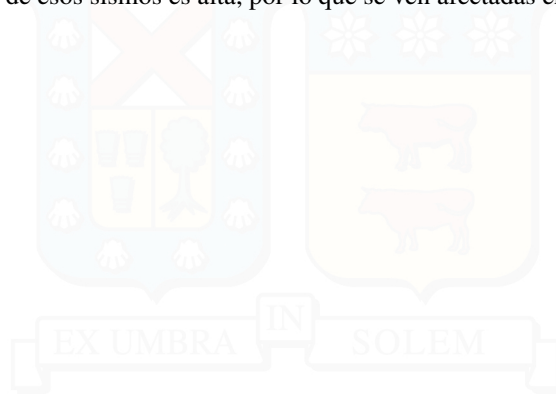
Los supuestos y limitaciones de este estudio pueden afectar los resultados obtenidos, y a continuación se explicarán los mismos, junto con las implicaciones de cada uno.

En cuanto al amortiguamiento modal de modos superiores, se supuso que este estaba limitado a 3 veces el amortiguamiento del primer modo. Esto afecta a la respuesta estructural, pues cada modo aporta al comportamiento sísmico del edificio.

En el momento de iniciar este estudio, no contábamos con información de pérdidas asociadas al colapso y a la demolición, es por esto que se asumió que la pérdida económica máxima asociada al colapso de la estructura es equivalente al 125 % del costo total de la misma, y que la pérdida económica máxima asociada a la demolición de la estructura es equivalente al 150 % del costo total de reemplazar el edificio. Este supuesto afecta directamente a la desagregación y la pérdida económica esperada normalizada por el

costo de reemplazo del edificio, ya que las pérdidas por colapso y demolición componen entre un 30-40 % de las pérdidas totales.

Se asumió que una curva de fragilidad de colapso con mayor amortiguamiento no puede tener mayor probabilidad de colapso que una con menor amortiguamiento, y se corrigió manualmente la curva. Esto sucede por temas numéricos a la hora de ajustar la curva. Esto es una limitación dado que en un edificio particular no se realiza esta modificación, y a su vez, la curva es corregida en las intensidades bajas, donde la probabilidad de ocurrencia de esos sismos es alta, por lo que se ven afectadas en mayor medida.



Bibliografía

- Abrahamson, NA y Al Atik, L (2010). Scenario spectra for design ground motions and risk calculation. In *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, volume 12. 4.5.1
- ACHISINA (2017). Diseño sísmico basado en desempeño: Procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios altos. *Santiago de Chile, Chile*. 2.1.4
- Aslani, Hesameddin (2005). *Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings*. Stanford University. 4.7.1, 4.2
- Aslani, Hesameddin y Miranda, Eduardo (2004). Component-level and system-level sensitivity study for earthquake loss estimation. In *13th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1–6). 4.1, 4.2
- ATC (2007). Guidelines for seismic performance assessment of buildings. In *ATC-58 Report 35 % Draft*. Redwood City, CA: Applied Technology Council. 4.2
- Baker, Jack W y Lee, Cynthia (2018). An improved algorithm for selecting ground motions to match a conditional spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 708–723. 3.3.2.1
- Beck, James L y Jennings, Paul C (1980). Structural identification using linear models and earthquake records. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 8(2), 145–160. 1.1, 2.1
- Bernal, Dionisio (1994). Viscous damping in inelastic structural response. *Journal of Structural Engineering*, 120(4), 1240–1254. 2.1.3
- Bernal, Dionisio; Döhler, Michael; Kojidi, Salma Mozaffari; Kwan, Kenny; y Liu, Yang (2015). First mode damping ratios for buildings. *Earthquake Spectra*, 31(1), 367–381. (document), 1.1, 2.1, 2.1.1, 2.1.1, 2.2, 2.1.4, 2.1.5
- Bravo y Heresi (2022). *Open SHC*, <http://mibravo.net/nshcweb2/hazardcurves/index.html>. 4.5.2
- Brown, Peter C y Lowes, Laura N (2007). Fragility functions for modern reinforced-concrete beam-column joints. *Earthquake Spectra*, 23(2), 263–289. 4.1
- Charney, Finley A (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of structural engineering*, 134(4), 581–592. 2.1.3
- Chopra, Anil K y McKenna, Frank (2016). Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(2), 193–211. 2.1.3
- Cruz, Cristian (2017). *Evaluation of damping ratios inferred from the seismic response of buildings*. PhD thesis, Stanford University. 2.1
- Cruz, Cristian y Miranda, Eduardo (2017a). Evaluation of damping ratios for the seismic analysis of tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 143(1). 1.1, 2.1

- Cruz, Cristian y Miranda, Eduardo (2017b). Evaluation of soil-structure interaction effects on the damping ratios of buildings subjected to earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100(3), 183–195. 2.1.2
- Cruz, Cristian y Miranda, Eduardo (2017c). Evaluation of the rayleigh damping model for buildings. *Engineering Structures*, 138(2), 324–336. (document), 2.1.2, 2.5, 2.6, 2.1.3, 4.3.2
- Cruz, Cristian y Miranda, Eduardo (2021a). Damping ratios of the first mode for the seismic analysis of buildings. *Journal of Structural Engineering*, 147(1), 04020300. (document), 1.1, 2.1, 2.1.1, 2.1.1, 2.3, 2.4, 2.1.3, 2.1.4, 2.1.5, 4.3.1, 6.2.9
- Cruz, Cristian y Miranda, Eduardo (2021b). Insights into damping ratios in buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 50(3), 916–934. 2.1.2
- Dávalos, Héctor y Miranda, Eduardo (2019). Evaluation of bias on the probability of collapse from amplitude scaling using spectral-shape-matched records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(8), 970–986. 4.5.1
- Dávalos, Héctor y Miranda, Eduardo (2021). Enhanced two-stripe analysis for efficient estimation of the probability of collapse. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(11), 2325–2348. 3.4.3
- Eads, Laura (2013). *Seismic collapse risk assessment of buildings: effects of intensity measure selection and computational approach*. Stanford University. (document), 4.2.1, 4.1, 4.4
- Eads, Laura; Miranda, Eduardo; Krawinkler, Helmut; y Lignos, Dimitrios G (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25–41. 3.4.3, 4.6.4, 5.2.1, 5.3.1, 5.4.1, 5.5.1, 5.6.1, 6.2.7
- Eads, Laura; Miranda, Eduardo; y Lignos, Dimitrios G (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(12), 2057–2073. 3.3.1, 3.3.2.2
- FEMA (1997). *Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (fema 273)*. (document), 3.1
- FEMA (2018). *Seismic performance assessment of buildings, volume 3 – supporting electronic materials, third edition*. 3.5, 3.5, 5.1, 5.9, 5.9.1
- Hall, John F (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of rayleigh damping. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(5), 525–545. 2.1.3
- Han, Sang Whan; Moon, Ki-Hoon; y Chopra, Anil K (2010). Application of mpa to estimate probability of collapse of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(11), 1259–1278. 3.4.3, 1
- Ibarra, Luis F; Medina, Ricardo A; y Krawinkler, Helmut (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), 1489–1511. 4.6.1, 4.13.3
- Jacobsen, Lydik S (1930). Steady forced vibration as influenced by damping. *Trans. ASME-APM*, 52(15), 169–181. 2.1
- Jayaram, Nirmal; Lin, Ting; y Baker, Jack W (2011). A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake spectra*, 27(3), 797–815. 3.3.2.1, 4.5.1
- Jeary, AP (1986). Damping in tall buildings—a mechanism and a predictor. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 14(5), 733–750. 2.1.1
- Krawinkler, Helmut y Miranda, Eduardo (2004). Performance-based earthquake engineering. *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*, 9, 1–9. 1.1, 3.2, 3.2

- LATBSDC (2020). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the los angeles region. 2020 edition. *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council*. (document), 1.1, 2.1.4, 2.7, 1, 2, 3
- Li, QS; Liu, DK; Fang, JQ; Jeary, AP; y Wong, CK (2000). Damping in buildings: its neural network model and ar model. *Engineering Structures*, 22(9), 1216–1223. 2.1.1
- Lignos, Dimitrios (2008). *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Stanford university. 4.2.1
- Lignos, Dimitrios y Al-Shawwa, Nasser (2013). *Web-Based Interactive Tools for Performance-Based Earthquake Engineering*, <http://resslabtools.epfl.ch/component/>. 4.11.2
- Lignos, Dimitrios G; Krawinkler, Helmut; y Whittaker, Andrew S (2011). Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(7), 807–825. (document), 4.6.1, 4.9
- Luco, J Enrique y Lanzi, Armando (2017). A new inherent damping model for inelastic time-history analyses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(12), 1919–1939. 2.1.3
- Luco, Nicolas y Cornell, C Allin (2007). Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392. 3.2, 3.3.1
- McVerry, Graeme H (1980). Structural identification in the frequency domain from earthquake records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8(2), 161–180. 1.1, 2.1
- Moehle, Jack y Deierlein, Gregory G (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In *13th world conference on earthquake engineering*, volume 679. (document), 1.1, 2.1.6, 3.2, 3.1
- Molina, Carlos Hutt; Rossetto, Tiziana; y Deierlein, Gregory G (2019). Comparative risk-based seismic assessment of 1970s vs modern tall steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 598–610. (document), 4.2.4, 4.5, 4.16
- Ohtori, Y; Christenson, RE; Spencer Jr, BF; y Dyke, SJ (2004). Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. *Journal of engineering mechanics*, 130(4), 366–385. (document), 4.2.2, 4.3, 4.2.3, 4.4
- PEER (2017). Tbi. In *Guidelines for Performance - Based Seismic Design of Tall Buildings* (pp. 4–8). 1.1, 2.1.4, 1, 2, 3
- PEER (2022). *NGA-West2*: <https://ngawest2.berkeley.edu/site>. The Pacific Earthquake Engineering Research Center. 4.5.2
- Ramirez, CM; Liel, AB; Mitrani-Reiser, J; Haselton, CB; Spear, AD; Steiner, J; Deierlein, GG; y Miranda, E (2009). Performance-based predictions of earthquake-induced economic losses in reinforced concrete frame structures. *Earthquake Spectra*. 4.2
- Ramirez, Carlos Marcelo (2009). *Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering*. Stanford University. (document), 3.6.2, 4.7.1, 4.1, 4.2, 4.10.3.1, 4.11.3, 4.9, 4.12.3, 4.13, 4.13.4, 4.17, 5.7
- Ramirez, C Marcelo y Miranda, Eduardo (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), 1477–1493. 3.5.2, 4.8, 4.9
- Şafak, E y Celebi, M (1991). Seismic response of transamerica building. ii: system identification. *Journal of Structural Engineering*, 117(8), 2405–2425. 2.1
- Şafak, E y Çelebi, M (1992). Recorded seismic response of pacific park plaza. ii: system identification. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1566–1589. 2.1

- Satake, Naoki; Suda, Ken-ichi; Arakawa, Toshiharu; Sasaki, Atsushi; y Tamura, Yukio (2003). Damping evaluation using full-scale data of buildings in japan. *Journal of structural engineering*, 129(4), 470–477. (document), 1.1, 2.1, 2.1.1, 2.1
- Shafei, Behrouz; Zareian, Farzin; y Lignos, Dimitrios G (2011). A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33(4), 1107–1116. 3.4.3, 1
- Shome, Nilesh (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*. Stanford University. 3.3.1
- Shome, Nilesh y Cornell, C Allin (1998). Normalization and scaling accelerograms for nonlinear structural analysis. In *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1–12).: Seattle. 3.3.1
- Shome, Nilesh; Cornell, C Allin; Bazzurro, Paolo; y Carballo, J Eduardo (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), 469–500. 3.3.1
- Smyrou, Eleni; Priestley, MJ; y Carr, Athol J (2011). Modelling of elastic damping in nonlinear time-history analyses of cantilever rc walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), 1559–1578. 2.1.3
- Strutt, John W. (1894). The theory of sound, vol.. ii, paragraph 186, mc. *Millan & Co. London and New York (1894-1896)*. 2.1.2
- Tamura, Y (2000). Damping in buildings for wind resistant design. In *International Symposium on Wind and Structures for the 21st Century, 2000* (pp. 115–130). 2.1.1
- USGS (2022). *Earthquake Hazards Program of the U.S. Geological Survey: <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/>*. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). 4.5.1
- Vamvatsikos, Dimitrios y Cornell, C Allin (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 491–514. 3.3.1, 3.4.2

A | Anexo A

A.0.1. Registros utilizados en el edificio de 4 pisos, con $IM = Sa(T_1)$

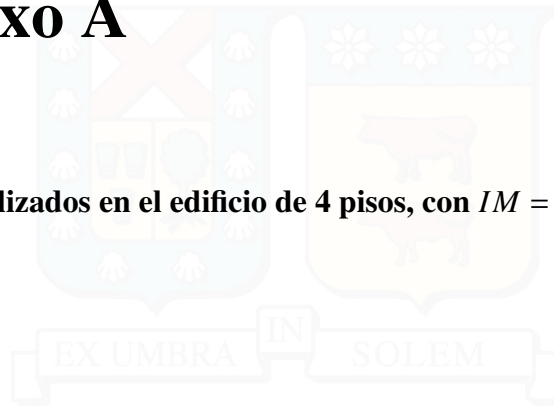


Tabla A.1: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 1 - $Sa(T_1) = 0.1461$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	1402	2	7.62	38.42	491.08	1.15
2	1787	1	7.13	11.66	726	0.4
3	5829	2	7.2	13.71	242.05	0.63
4	3925	2	6.61	15.23	940.2	2.42
5	751	2	6.93	35.49	571.99	1.93
6	1554	1	7.62	35.32	240.43	1.14
7	1611	1	7.14	0.21	529.18	1.34
8	1546	1	7.62	9.34	475.46	0.59
9	4758	2	7.9	42.14	508.48	1.67
10	1489	1	7.62	3.76	487.27	0.53
11	4742	1	7.9	21.85	429.97	0.92
12	6942	2	7	26.76	211	1.11
13	163	1	6.53	24.6	205.78	1.98
14	1537	1	7.62	22.12	237.53	0.72
15	5832	1	7.2	26.55	242.05	0.57
16	4854	1	6.8	35.93	570.62	1.69
17	5623	2	6.9	21.02	567.45	2.78
18	1235	1	7.62	28.91	505.2	1.84
19	5270	1	6.8	25.33	375.22	1.32
20	6886	2	7	14.48	280.26	1.12
21	5969	2	7.2	32.85	223.03	0.79
22	6915	1	7	24.47	422	1.38
23	1508	2	7.62	7.08	468.14	0.38
24	3493	1	6.3	40.61	409	1.33
25	4757	2	7.9	28.59	378.93	1.12
26	5656	1	6.9	5.18	486.41	0.42
27	184	1	6.53	5.09	202.26	0.62
28	1161	2	7.51	10.92	792	1.03
29	1493	1	7.62	5.95	454.55	0.72
30	172	2	6.53	21.68	237.33	3
31	5975	2	7.2	20.46	231.23	0.45
32	3854	1	6.2	31.63	538.69	2.63
33	1259	1	7.62	47.86	559.11	2.02
34	763	1	6.93	9.96	729.65	0.62
35	1350	1	7.62	38.82	665.2	1.18
36	1612	2	7.14	4.17	551.3	2.24
37	1499	1	7.62	8.51	375.42	0.79
38	186	1	6.53	36.92	212	1.96
39	1496	2	7.62	10.48	403.2	0.7
40	1402	1	7.62	38.42	491.08	1.26

Tabla A.2: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 2 - $Sa(T_1) = 0.3987$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	1549	2	7.62	1.83	511.18	1.67
2	1787	1	7.13	11.66	726	1.1
3	5985	2	7.2	23.42	202.26	0.97
4	1512	1	7.62	8.2	443.04	1.32
5	5472	1	6.9	33.76	643.62	2.95
6	787	1	6.93	30.86	425.3	1.32
7	2656	1	6.2	31.79	270.22	2.54
8	1508	1	7.62	7.08	468.14	0.85
9	2458	2	6.2	28.67	277.5	1.61
10	1531	1	7.62	12.87	410.45	1.9
11	1492	2	7.62	0.66	579.1	0.37
12	2709	1	6.2	25.06	573.04	2.46
13	5837	1	7.2	20.08	229.25	1.51
14	1521	2	7.62	9	671.52	1.4
15	5827	1	7.2	15.91	242.05	0.85
16	1541	1	7.62	12.38	493.09	1.14
17	5260	2	6.8	27.09	128.12	2.58
18	1513	2	7.62	10.97	363.99	1.01
19	6959	1	7	19.48	141	1.02
20	5657	1	6.9	4.8	506.44	0.51
21	3865	1	6.3	40.64	438.19	2.66
22	3504	1	6.3	39.54	270.22	2.7
23	739	1	6.93	20.26	488.77	2.47
24	2627	2	6.2	14.66	614.98	1.01
25	1529	2	7.62	1.49	714.27	0.91
26	6911	1	7	7.29	326.01	0.67
27	5665	1	6.9	30.39	146.72	1.2
28	1501	1	7.62	9.78	476.14	1
29	337	2	6.36	29.34	265.21	2.05
30	1511	2	7.62	2.74	614.98	0.74
31	1553	1	7.62	24.19	223.04	2.05
32	1193	1	7.62	9.62	427.73	1.49
33	175	1	6.53	17.94	196.88	2.36
34	1611	2	7.14	0.21	529.18	2.32
35	1515	1	7.62	5.16	472.81	1.5
36	368	1	6.36	8.41	257.38	0.87
37	3751	2	7.01	35.22	459.04	1.68
38	3750	2	7.01	25.91	515.65	1.74
39	864	1	7.28	11.03	379.32	0.92
40	8119	2	6.2	1.98	206	0.54

Tabla A.3: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 3 - $Sa(T_1) = 0.6501$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	5656	2	6.9	5.18	486.41	2.97
2	3510	2	6.3	39	303.96	2.15
3	1529	2	7.62	1.49	714.27	1.48
4	900	1	7.28	23.62	353.63	1.21
5	1519	2	7.62	6.98	538.69	2.89
6	848	2	7.28	19.74	352.98	1.52
7	1547	1	7.62	14.91	270.22	1.73
8	728	2	6.54	13.03	193.67	1.29
9	900	2	7.28	23.62	353.63	1.99
10	2618	1	6.2	26.05	305.85	2.23
11	4781	1	7.9	27.23	430.47	1.87
12	803	1	6.93	9.31	347.9	1.89
13	1511	2	7.62	2.74	614.98	1.21
14	169	2	6.53	22.03	242.05	2.16
15	1204	2	7.62	31.87	201.21	2.9
16	1166	2	7.51	30.73	476.62	1.93
17	787	1	6.93	30.86	425.3	2.15
18	6013	2	7.2	28.3	276.25	2.29
19	1549	1	7.62	1.83	511.18	1.26
20	1628	1	7.54	26.46	306.37	2.62
21	4859	2	6.8	20.33	274.23	2.63
22	1547	2	7.62	14.91	270.22	1.41
23	20	2	6.5	27.02	219.31	2.04
24	3751	2	7.01	35.22	459.04	2.74
25	1511	1	7.62	2.74	614.98	2.86
26	4859	1	6.8	20.33	274.23	2.13
27	2114	1	7.9	2.74	329.4	0.92
28	4806	1	7.9	16.96	417.58	2.9
29	777	1	6.93	27.6	198.77	2.65
30	1052	2	6.69	7.26	508.08	2.08
31	5478	2	6.9	16.96	555.96	2.81
32	4849	2	6.8	22.18	342.74	2.1
33	1286	2	7.62	46.2	469.64	2.63
34	266	1	6.33	18.96	242.05	2.58
35	285	1	6.9	8.18	649.67	2.43
36	1044	2	6.69	5.92	269.14	0.65
37	170	1	6.53	7.31	192.05	1.31
38	1114	2	6.9	3.31	198	0.94
39	341	2	6.36	38.95	294.26	1.81
40	182	1	6.53	0.56	210.51	1.49

Tabla A.4: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 4 - $Sa(T_1) = 1.4241 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1087	1	6.69	15.6	257.21	2.48
2	1114	2	6.9	3.31	198	2.06
3	723	1	6.54	0.95	348.69	1.46
4	3965	2	6.61	6.88	139.21	1.65
5	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.84
6	5665	2	6.9	30.39	146.72	2.73
7	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.31
8	6906	2	7	1.22	344.02	1.19
9	1114	1	6.9	3.31	198	1.47
10	3548	2	6.93	5.02	1070.34	2.01
11	8123	1	6.2	5.13	141	1.93
12	777	2	6.93	27.6	198.77	2.6
13	776	1	6.93	27.93	282.14	2.57
14	170	1	6.53	7.31	192.05	2.86
15	8123	2	6.2	5.13	141	1.34
16	5657	1	6.9	4.8	506.44	1.82
17	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.02
18	1108	1	6.9	0.92	1043	1.68
19	1551	1	7.62	9.78	652.85	2.53
20	1201	1	7.62	14.82	378.75	2.83
21	4847	2	6.8	11.94	383.43	1.75
22	1536	2	7.62	11.58	212.72	2.66
23	732	1	6.93	43.23	133.11	2.12
24	3748	2	7.01	19.32	387.95	2.42
25	6962	2	7	1.54	295.74	1.93
26	8064	2	6.2	3.26	198	1.26
27	3748	1	7.01	19.32	387.95	2.17
28	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.95
29	900	1	7.28	23.62	353.63	2.66
30	1202	1	7.62	12.65	573.04	2.15
31	982	1	6.69	5.43	373.07	2
32	4209	2	6.63	9.88	372.33	1.78
33	338	1	6.36	29.48	246.07	2.16
34	1158	2	7.51	15.37	281.86	2.2
35	732	2	6.93	43.23	133.11	2.8
36	821	1	6.69	4.38	352.05	1.96
37	4458	2	7.1	5.76	318.74	2.62
38	1120	1	6.9	1.47	256	0.73
39	803	2	6.93	9.31	347.9	2.5
40	4884	2	6.8	41.57	551.36	2.73

Tabla A.5: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 5 - $Sa(T_1) = 2.2773 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1120	1	6.9	1.47	256	1.16
2	1114	1	6.9	3.31	198	2.34
3	5657	1	6.9	4.8	506.44	2.91
4	8064	2	6.2	3.26	198	2.01
5	1231	1	7.62	2.69	496.21	1.68
6	4847	2	6.8	11.94	383.43	2.8
7	3965	2	6.61	6.88	139.21	2.64
8	1063	1	6.69	6.5	282.25	1.76
9	8119	1	6.2	1.98	206	2.79
10	1197	2	7.62	3.12	542.61	2.97
11	8123	2	6.2	5.13	141	2.14
12	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.47
13	77	1	6.61	1.81	2016.13	2.24
14	4875	1	6.8	12	282.57	2.41
15	6906	2	7	1.22	344.02	1.91
16	1108	1	6.9	0.92	1043	2.69
17	723	1	6.54	0.95	348.69	2.34
18	2495	2	6.2	22.37	496.21	2.53
19	1120	2	6.9	1.47	256	1.27
20	4896	2	6.8	10.97	201	2.53
21	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.53
22	1231	2	7.62	2.69	496.21	2.04
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.94
24	1044	2	6.69	5.92	269.14	2.28
25	1106	1	6.9	0.96	312	2.52
26	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.09
27	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.34
28	6906	1	7	1.22	344.02	2.49
29	4894	1	6.8	10.97	329	1.98
30	1054	1	6.69	7.46	325.67	1.88
31	982	2	6.69	5.43	373.07	2.19
32	4856	2	6.8	11.09	294.38	2.46
33	1084	2	6.69	5.35	251.24	2.08
34	1086	2	6.69	5.3	440.54	2.58
35	779	1	6.93	3.88	594.83	2.82
36	1509	1	7.62	13.46	549.43	2.95
37	8063	1	6.2	5.55	187	2.92
38	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.75
39	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.72
40	4040	1	6.6	1.7	487.4	2.23

Tabla A.6: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 6 - $Sa(T_1) = 2.8466 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$V_{s30}[m/s]$	Escala
1	1120	1	6.9	1.47	256	1.45
2	1114	1	6.9	3.31	198	2.925
3	5657	1	6.9	4.8	506.44	3.6375
4	8064	2	6.2	3.26	198	2.5125
5	1231	1	7.62	2.69	496.21	2.1
6	4847	2	6.8	11.94	383.43	3.5
7	3965	2	6.61	6.88	139.21	3.3
8	1063	1	6.69	6.5	282.25	2.2
9	8119	1	6.2	1.98	206	3.4875
10	1197	2	7.62	3.12	542.61	3.7125
11	8123	2	6.2	5.13	141	2.675
12	1492	1	7.62	0.66	579.1	3.0875
13	77	1	6.61	1.81	2016.13	2.8
14	4875	1	6.8	12	282.57	3.0125
15	6906	2	7	1.22	344.02	2.3875
16	1108	1	6.9	0.92	1043	3.3625
17	723	1	6.54	0.95	348.69	2.925
18	2495	2	6.2	22.37	496.21	3.1625
19	1120	2	6.9	1.47	256	1.5875
20	4896	2	6.8	10.97	201	3.1625
21	5264	1	6.8	10.78	198.26	3.1625
22	1231	2	7.62	2.69	496.21	2.55
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	3.675
24	1044	2	6.69	5.92	269.14	2.85
25	1106	1	6.9	0.96	312	3.15
26	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.6125
27	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.675
28	6906	1	7	1.22	344.02	3.1125
29	4894	1	6.8	10.97	329	2.475
30	1054	1	6.69	7.46	325.67	2.35
31	982	2	6.69	5.43	373.07	2.7375
32	4856	2	6.8	11.09	294.38	3.075
33	1084	2	6.69	5.35	251.24	2.6
34	1086	2	6.69	5.3	440.54	3.225
35	779	1	6.93	3.88	594.83	3.525
36	1509	1	7.62	13.46	549.43	3.6875
37	8063	1	6.2	5.55	187	3.65
38	1503	1	7.62	0.57	305.85	3.4375
39	1084	1	6.69	5.35	251.24	3.4
40	4040	1	6.6	1.7	487.4	2.7875

Tabla A.7: Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 7 - $Sa(T_1) = 3.4160 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1120	1	6.9	1.47	256	1.74
2	1114	1	6.9	3.31	198	3.51
3	5657	1	6.9	4.8	506.44	4.365
4	8064	2	6.2	3.26	198	3.015
5	1231	1	7.62	2.69	496.21	2.52
6	4847	2	6.8	11.94	383.43	4.2
7	3965	2	6.61	6.88	139.21	3.96
8	1063	1	6.69	6.5	282.25	2.64
9	8119	1	6.2	1.98	206	4.185
10	1197	2	7.62	3.12	542.61	4.455
11	8123	2	6.2	5.13	141	3.21
12	1492	1	7.62	0.66	579.1	3.705
13	77	1	6.61	1.81	2016.13	3.36
14	4875	1	6.8	12	282.57	3.615
15	6906	2	7	1.22	344.02	2.865
16	1108	1	6.9	0.92	1043	4.035
17	723	1	6.54	0.95	348.69	3.51
18	2495	2	6.2	22.37	496.21	3.795
19	1120	2	6.9	1.47	256	1.905
20	4896	2	6.8	10.97	201	3.795
21	5264	1	6.8	10.78	198.26	3.795
22	1231	2	7.62	2.69	496.21	3.06
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	4.41
24	1044	2	6.69	5.92	269.14	3.42
25	1106	1	6.9	0.96	312	3.78
26	1492	2	7.62	0.66	579.1	3.135
27	1517	1	7.62	11.48	665.2	2.01
28	6906	1	7	1.22	344.02	3.735
29	4894	1	6.8	10.97	329	2.97
30	1054	1	6.69	7.46	325.67	2.82
31	982	2	6.69	5.43	373.07	3.285
32	4856	2	6.8	11.09	294.38	3.69
33	1084	2	6.69	5.35	251.24	3.12
34	1086	2	6.69	5.3	440.54	3.87
35	779	1	6.93	3.88	594.83	4.23
36	1509	1	7.62	13.46	549.43	4.425
37	8063	1	6.2	5.55	187	4.38
38	1503	1	7.62	0.57	305.85	4.125
39	1084	1	6.69	5.35	251.24	4.08
40	4040	1	6.6	1.7	487.4	3.345

Tabla A.8: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 8 - $Sa(T_1) = 3.9853 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$V_{s30}[m/s]$	Escala
1	1120	1	6.9	1.47	256	2.03
2	1114	1	6.9	3.31	198	4.095
3	5657	1	6.9	4.8	506.44	5.0925
4	8064	2	6.2	3.26	198	3.5175
5	1231	1	7.62	2.69	496.21	2.94
6	4847	2	6.8	11.94	383.43	4.9
7	3965	2	6.61	6.88	139.21	4.62
8	1063	1	6.69	6.5	282.25	3.08
9	8119	1	6.2	1.98	206	4.8825
10	1197	2	7.62	3.12	542.61	5.1975
11	8123	2	6.2	5.13	141	3.745
12	1492	1	7.62	0.66	579.1	4.3225
13	77	1	6.61	1.81	2016.13	3.92
14	4875	1	6.8	12	282.57	4.2175
15	6906	2	7	1.22	344.02	3.3425
16	1108	1	6.9	0.92	1043	4.7075
17	723	1	6.54	0.95	348.69	4.095
18	2495	2	6.2	22.37	496.21	4.4275
19	1120	2	6.9	1.47	256	2.2225
20	4896	2	6.8	10.97	201	4.4275
21	5264	1	6.8	10.78	198.26	4.4275
22	1231	2	7.62	2.69	496.21	3.57
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	5.145
24	1044	2	6.69	5.92	269.14	3.99
25	1106	1	6.9	0.96	312	4.41
26	1492	2	7.62	0.66	579.1	3.6575
27	1517	1	7.62	11.48	665.2	2.345
28	6906	1	7	1.22	344.02	4.3575
29	4894	1	6.8	10.97	329	3.465
30	1054	1	6.69	7.46	325.67	3.29
31	982	2	6.69	5.43	373.07	3.8325
32	4856	2	6.8	11.09	294.38	4.305
33	1084	2	6.69	5.35	251.24	3.64
34	1086	2	6.69	5.3	440.54	4.515
35	779	1	6.93	3.88	594.83	4.935
36	1509	1	7.62	13.46	549.43	5.1625
37	8063	1	6.2	5.55	187	5.11
38	1503	1	7.62	0.57	305.85	4.8125
39	1084	1	6.69	5.35	251.24	4.76
40	4040	1	6.6	1.7	487.4	3.9025

Tabla A.9: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 4, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 9 - $Sa(T_1) = 4.5546 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1120	1	6.9	1.47	256	2.32
2	1114	1	6.9	3.31	198	4.68
3	5657	1	6.9	4.8	506.44	5.82
4	8064	2	6.2	3.26	198	4.02
5	1231	1	7.62	2.69	496.21	3.36
6	4847	2	6.8	11.94	383.43	5.6
7	3965	2	6.61	6.88	139.21	5.28
8	1063	1	6.69	6.5	282.25	3.52
9	8119	1	6.2	1.98	206	5.58
10	1197	2	7.62	3.12	542.61	5.94
11	8123	2	6.2	5.13	141	4.28
12	1492	1	7.62	0.66	579.1	4.94
13	77	1	6.61	1.81	2016.13	4.48
14	4875	1	6.8	12	282.57	4.82
15	6906	2	7	1.22	344.02	3.82
16	1108	1	6.9	0.92	1043	5.38
17	723	1	6.54	0.95	348.69	4.68
18	2495	2	6.2	22.37	496.21	5.06
19	1120	2	6.9	1.47	256	2.54
20	4896	2	6.8	10.97	201	5.06
21	5264	1	6.8	10.78	198.26	5.06
22	1231	2	7.62	2.69	496.21	4.08
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	5.88
24	1044	2	6.69	5.92	269.14	4.56
25	1106	1	6.9	0.96	312	5.04
26	1492	2	7.62	0.66	579.1	4.18
27	1517	1	7.62	11.48	665.2	2.68
28	6906	1	7	1.22	344.02	4.98
29	4894	1	6.8	10.97	329	3.96
30	1054	1	6.69	7.46	325.67	3.76
31	982	2	6.69	5.43	373.07	4.38
32	4856	2	6.8	11.09	294.38	4.92
33	1084	2	6.69	5.35	251.24	4.16
34	1086	2	6.69	5.3	440.54	5.16
35	779	1	6.93	3.88	594.83	5.64
36	1509	1	7.62	13.46	549.43	5.9
37	8063	1	6.2	5.55	187	5.84
38	1503	1	7.62	0.57	305.85	5.5
39	1084	1	6.69	5.35	251.24	5.44
40	4040	1	6.6	1.7	487.4	4.46

A.0.2. Registros utilizados en el edificio de 4 pisos, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$

Tabla A.10: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$

Franja 1 - $Sa_{avg}(T_1) = 0.1460$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	285	1	6.9	8.18	649.67	0.997
2	341	2	6.36	38.95	294.26	0.999
3	415	2	5.77	9.51	477.25	1.008
4	461	2	6.19	3.48	281.61	1.000
5	503	2	6.32	59.92	309.41	1.011
6	754	2	6.93	20.8	295.01	1.001
7	1057	2	6.69	31.74	345.72	1.003
8	1113	2	6.9	21.35	256	1.009
9	1113	1	6.9	21.35	256	0.989
10	1155	1	7.51	60.43	289.69	1.000
11	1237	1	7.62	58.42	180.33	0.999
12	1262	1	7.62	53.19	355.76	0.992
13	1297	1	7.62	53.56	440.5	1.002
14	1316	2	7.62	88.18	259.21	1.001
15	1331	1	7.62	87.97	196.88	0.999
16	1417	1	7.62	102.59	205.11	1.002
17	1459	1	7.62	100.12	236.32	0.990
18	1464	1	7.62	72.61	607.4	0.990
19	1467	2	7.62	81.08	460.1	0.998
20	1468	2	7.62	82.27	446.15	1.010
21	1825	2	7.13	105.2	296.97	0.990
22	2466	2	6.2	34.52	573.04	1.000
23	2649	2	6.2	35.21	215.34	0.997
24	2705	2	6.2	30.5	204.71	1.011
25	3268	2	6.3	33.61	542.61	1.012
26	3276	2	6.3	53.69	212.14	1.002
27	3638	2	6.32	59.75	309.41	0.993
28	3639	2	6.32	59.76	309.41	0.996
29	3640	2	6.32	59.82	309.41	1.007
30	3751	2	7.01	35.22	459.04	0.991
31	3954	2	6.61	15.59	967.27	0.988
32	4065	1	6	2.85	383.9	1.000
33	4117	2	6	2.67	307.59	1.001
34	4132	1	6	4.46	467.76	0.995
35	4482	1	6.3	6.55	552	1.012
36	4716	2	7.9	30.49	418.21	0.995
37	4846	1	6.8	31.43	605.71	1.008
38	5260	2	6.8	27.09	128.12	1.000
39	5782	1	6.9	47.02	291.76	1.001
40	6059	1	6.46	29.06	396.41	1.006

Tabla A.11: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 2 - $S a_{avg}(T_1) = 0.3987$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	285	1	6.9	8.18	649.67	1.884
2	341	2	6.36	38.95	294.26	1.888
3	415	2	5.77	9.51	477.25	1.905
4	461	2	6.19	3.48	281.61	1.890
5	503	2	6.32	59.92	309.41	1.910
6	754	2	6.93	20.8	295.01	1.893
7	1057	2	6.69	31.74	345.72	1.895
8	1113	2	6.9	21.35	256	1.908
9	1113	1	6.9	21.35	256	1.868
10	1155	1	7.51	60.43	289.69	1.890
11	1237	1	7.62	58.42	180.33	1.888
12	1262	1	7.62	53.19	355.76	1.875
13	1297	1	7.62	53.56	440.5	1.894
14	1316	2	7.62	88.18	259.21	1.892
15	1331	1	7.62	87.97	196.88	1.888
16	1417	1	7.62	102.59	205.11	1.894
17	1459	1	7.62	100.12	236.32	1.872
18	1464	1	7.62	72.61	607.4	1.872
19	1467	2	7.62	81.08	460.1	1.887
20	1468	2	7.62	82.27	446.15	1.910
21	1825	2	7.13	105.2	296.97	1.872
22	2466	2	6.2	34.52	573.04	1.891
23	2649	2	6.2	35.21	215.34	1.885
24	2705	2	6.2	30.5	204.71	1.910
25	3268	2	6.3	33.61	542.61	1.913
26	3276	2	6.3	53.69	212.14	1.893
27	3638	2	6.32	59.75	309.41	1.878
28	3639	2	6.32	59.76	309.41	1.883
29	3640	2	6.32	59.82	309.41	1.904
30	3751	2	7.01	35.22	459.04	1.873
31	3954	2	6.61	15.59	967.27	1.867
32	4065	1	6	2.85	383.9	1.889
33	4117	2	6	2.67	307.59	1.892
34	4132	1	6	4.46	467.76	1.881
35	4482	1	6.3	6.55	552	1.912
36	4716	2	7.9	30.49	418.21	1.880
37	4846	1	6.8	31.43	605.71	1.905
38	5260	2	6.8	27.09	128.12	1.890
39	5782	1	6.9	47.02	291.76	1.892
40	6059	1	6.46	29.06	396.41	1.901

Tabla A.12: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 3 - $S a_{avg}(T_1) = 0.6501$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	170	2	6.53	7.31	192.05	0.991
2	171	1	6.53	0.07	264.57	0.963
3	180	1	6.53	3.95	205.63	0.995
4	569	1	5.8	6.99	455.93	1.018
5	777	2	6.93	27.6	198.77	1.024
6	803	2	6.93	9.31	347.9	0.988
7	959	2	6.69	14.7	267.49	1.037
8	1004	1	6.69	8.44	380.06	1.036
9	1013	1	6.69	5.92	628.99	0.976
10	1013	2	6.69	5.92	628.99	0.965
11	1054	2	6.69	7.46	325.67	1.015
12	1101	2	6.9	11.34	256	0.970
13	1101	1	6.9	11.34	256	1.042
14	1108	1	6.9	0.92	1043	1.001
15	1141	1	6.4	3.36	219.75	1.005
16	1158	1	7.51	15.37	281.86	1.019
17	1158	2	7.51	15.37	281.86	1.027
18	1193	1	7.62	9.62	427.73	0.990
19	1501	1	7.62	9.78	476.14	0.988
20	1501	2	7.62	9.78	476.14	0.968
21	1506	2	7.62	19	401.26	1.016
22	1508	1	7.62	7.08	468.14	0.982
23	1534	2	7.62	15.99	409	1.003
24	1545	1	7.62	7.4	459.34	0.990
25	1547	1	7.62	14.91	270.22	0.969
26	1549	1	7.62	1.83	511.18	1.041
27	1602	1	7.14	12.04	293.57	0.982
28	3548	1	6.93	5.02	1070.34	0.971
29	3744	1	7.01	12.24	566.42	1.018
30	3965	2	6.61	6.88	139.21	1.032
31	4451	2	7.1	6.98	462.23	0.988
32	4876	2	6.8	12.63	655.45	1.036
33	5656	1	6.9	5.18	486.41	0.983
34	5663	2	6.9	20.18	479.37	1.017
35	5665	2	6.9	30.39	146.72	1.023
36	5786	1	6.9	34.52	300.21	0.987
37	5814	2	6.9	31.08	248.19	1.020
38	6953	2	7	24.55	206	1.023
39	8118	2	6.2	9.06	263.2	0.995
40	8606	2	7.2	11.44	242	0.982

Tabla A.13: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 4 - $S a_{avg}(T_1) = 1.4241$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	77	1	6.61	1.81	2016.13	1.107
2	143	1	7.35	2.05	766.77	0.999
3	143	2	7.35	2.05	766.77	0.975
4	171	2	6.53	0.07	264.57	1.095
5	180	2	6.53	3.95	205.63	1.084
6	181	2	6.53	1.35	203.22	1.013
7	182	2	6.53	0.56	210.51	0.970
8	821	1	6.69	4.38	352.05	1.064
9	982	2	6.69	5.43	373.07	0.985
10	982	1	6.69	5.43	373.07	0.897
11	983	1	6.69	5.43	525.79	1.094
12	1044	2	6.69	5.92	269.14	1.111
13	1045	1	6.69	5.48	285.93	0.944
14	1063	1	6.69	6.5	282.25	0.946
15	1084	2	6.69	5.35	251.24	1.043
16	1085	1	6.69	5.19	370.52	0.962
17	1086	2	6.69	5.3	440.54	0.889
18	1114	1	6.9	3.31	198	1.015
19	1231	1	7.62	2.69	496.21	1.114
20	1231	2	7.62	2.69	496.21	1.134
21	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.062
22	1503	2	7.62	0.57	305.85	0.925
23	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.078
24	1509	1	7.62	13.46	549.43	1.080
25	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.116
26	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.134
27	2114	1	7.9	2.74	329.4	0.934
28	3968	1	6.61	0.97	310.21	1.049
29	4040	1	6.6	1.7	487.4	1.008
30	4209	2	6.63	9.88	372.33	0.963
31	4894	1	6.8	10.97	329	1.075
32	4895	2	6.8	10.97	265.5	1.012
33	5264	2	6.8	10.78	198.26	0.966
34	5664	1	6.9	13.47	361.24	0.904
35	6906	1	7	1.22	344.02	0.939
36	6911	1	7	7.29	326.01	1.033
37	8063	1	6.2	5.55	187	1.076
38	8064	2	6.2	3.26	198	1.079
39	8066	2	6.2	4.85	194	1.081
40	8123	2	6.2	5.13	141	0.909

Tabla A.14: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 5 - $S a_{avg}(T_1) = 2.2773$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.362
2	143	1	7.35	2.05	766.77	1.396
3	181	2	6.53	1.35	203.22	1.416
4	182	2	6.53	0.56	210.51	1.355
5	723	1	6.54	0.95	348.69	1.172
6	779	1	6.93	3.88	594.83	1.021
7	982	1	6.69	5.43	373.07	1.253
8	982	2	6.69	5.43	373.07	1.377
9	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.319
10	1063	1	6.69	6.5	282.25	1.321
11	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.001
12	1084	2	6.69	5.35	251.24	1.457
13	1085	1	6.69	5.19	370.52	1.344
14	1086	2	6.69	5.3	440.54	1.243
15	1114	1	6.9	3.31	198	1.418
16	1120	2	6.9	1.47	256	1.029
17	1120	1	6.9	1.47	256	1.038
18	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.118
19	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.185
20	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.169
21	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.293
22	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.025
23	1517	1	7.62	11.48	665.2	0.918
24	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.305
25	3968	1	6.61	0.97	310.21	1.466
26	4040	1	6.6	1.7	487.4	1.408
27	4209	2	6.63	9.88	372.33	1.345
28	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.093
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.140
30	4875	2	6.8	12	282.57	1.070
31	4894	2	6.8	10.97	329	0.930
32	4895	2	6.8	10.97	265.5	1.414
33	4896	2	6.8	10.97	201	0.903
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	0.862
35	5264	2	6.8	10.78	198.26	1.350
36	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.263
37	6906	2	7	1.22	344.02	1.215
38	6906	1	7	1.22	344.02	1.313
39	6911	1	7	7.29	326.01	1.444
40	8123	2	6.2	5.13	141	1.270

Tabla A.15: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 6 - $S a_{avg}(T_1) = 2.8466$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.703
2	143	1	7.35	2.05	766.77	1.745
3	181	2	6.53	1.35	203.22	1.770
4	182	2	6.53	0.56	210.51	1.694
5	723	1	6.54	0.95	348.69	1.465
6	779	1	6.93	3.88	594.83	1.276
7	982	1	6.69	5.43	373.07	1.566
8	982	2	6.69	5.43	373.07	1.721
9	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.649
10	1063	1	6.69	6.5	282.25	1.652
11	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.252
12	1084	2	6.69	5.35	251.24	1.821
13	1085	1	6.69	5.19	370.52	1.680
14	1086	2	6.69	5.3	440.54	1.553
15	1114	1	6.9	3.31	198	1.773
16	1120	2	6.9	1.47	256	1.286
17	1120	1	6.9	1.47	256	1.298
18	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.398
19	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.481
20	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.461
21	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.616
22	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.282
23	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.147
24	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.631
25	4040	1	6.6	1.7	487.4	1.760
26	4209	2	6.63	9.88	372.33	1.681
27	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.366
28	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.425
29	4875	1	6.8	12	282.57	0.892
30	4875	2	6.8	12	282.57	1.337
31	4894	2	6.8	10.97	329	1.163
32	4895	2	6.8	10.97	265.5	1.768
33	4896	2	6.8	10.97	201	1.129
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.078
35	5264	2	6.8	10.78	198.26	1.687
36	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.579
37	6906	2	7	1.22	344.02	1.519
38	6906	1	7	1.22	344.02	1.641
39	6911	1	7	7.29	326.01	1.804
40	8123	2	6.2	5.13	141	1.588

Tabla A.16: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 4, con $IM = Sa_{avg}(T_1)$

Franja 7 - $Sa_{avg}(T_1) = 3.4156$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.043
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.094
3	181	2	6.53	1.35	203.22	2.124
4	182	2	6.53	0.56	210.51	2.033
5	723	1	6.54	0.95	348.69	1.757
6	779	1	6.93	3.88	594.83	1.531
7	982	1	6.69	5.43	373.07	1.879
8	982	2	6.69	5.43	373.07	2.065
9	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.979
10	1063	1	6.69	6.5	282.25	1.982
11	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.502
12	1084	2	6.69	5.35	251.24	2.186
13	1085	1	6.69	5.19	370.52	2.016
14	1086	2	6.69	5.3	440.54	1.864
15	1114	1	6.9	3.31	198	2.128
16	1120	2	6.9	1.47	256	1.543
17	1120	1	6.9	1.47	256	1.557
18	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.677
19	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.777
20	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.753
21	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.939
22	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.538
23	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.377
24	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.957
25	4040	1	6.6	1.7	487.4	2.113
26	4209	2	6.63	9.88	372.33	2.017
27	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.639
28	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.710
29	4875	1	6.8	12	282.57	1.071
30	4875	2	6.8	12	282.57	1.605
31	4894	2	6.8	10.97	329	1.395
32	4895	2	6.8	10.97	265.5	2.121
33	4896	2	6.8	10.97	201	1.355
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.293
35	5264	2	6.8	10.78	198.26	2.024
36	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.895
37	6906	2	7	1.22	344.02	1.823
38	6906	1	7	1.22	344.02	1.969
39	6911	1	7	7.29	326.01	2.165
40	8123	2	6.2	5.13	141	1.906

Tabla A.17: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 8 - $S a_{avg}(T_1) = 3.9852$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.384
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.443
3	181	2	6.53	1.35	203.22	2.478
4	182	2	6.53	0.56	210.51	2.372
5	723	1	6.54	0.95	348.69	2.050
6	779	1	6.93	3.88	594.83	1.787
7	982	1	6.69	5.43	373.07	2.192
8	982	2	6.69	5.43	373.07	2.409
9	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.309
10	1063	1	6.69	6.5	282.25	2.313
11	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.753
12	1084	2	6.69	5.35	251.24	2.550
13	1085	1	6.69	5.19	370.52	2.352
14	1086	2	6.69	5.3	440.54	2.175
15	1114	1	6.9	3.31	198	2.482
16	1120	2	6.9	1.47	256	1.800
17	1120	1	6.9	1.47	256	1.817
18	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.957
19	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.073
20	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.045
21	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.262
22	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.794
23	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.606
24	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.283
25	4040	1	6.6	1.7	487.4	2.465
26	4209	2	6.63	9.88	372.33	2.354
27	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.912
28	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.996
29	4875	1	6.8	12	282.57	1.249
30	4875	2	6.8	12	282.57	1.872
31	4894	2	6.8	10.97	329	1.628
32	4895	2	6.8	10.97	265.5	2.475
33	4896	2	6.8	10.97	201	1.581
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.509
35	5264	2	6.8	10.78	198.26	2.362
36	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.210
37	6906	2	7	1.22	344.02	2.126
38	6906	1	7	1.22	344.02	2.297
39	6911	1	7	7.29	326.01	2.526
40	8123	2	6.2	5.13	141	2.223

Tabla A.18: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 4, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 9 - $S a_{avg}(T_1) = 4.5546 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.724
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.791
3	181	2	6.53	1.35	203.22	2.832
4	182	2	6.53	0.56	210.51	2.711
5	723	1	6.54	0.95	348.69	2.343
6	779	1	6.93	3.88	594.83	2.042
7	982	1	6.69	5.43	373.07	2.505
8	982	2	6.69	5.43	373.07	2.754
9	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.638
10	1063	1	6.69	6.5	282.25	2.643
11	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.003
12	1084	2	6.69	5.35	251.24	2.914
13	1085	1	6.69	5.19	370.52	2.688
14	1086	2	6.69	5.3	440.54	2.485
15	1114	1	6.9	3.31	198	2.837
16	1120	2	6.9	1.47	256	2.057
17	1120	1	6.9	1.47	256	2.077
18	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.236
19	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.370
20	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.337
21	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.585
22	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.051
23	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.835
24	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.609
25	4040	1	6.6	1.7	487.4	2.817
26	4209	2	6.63	9.88	372.33	2.690
27	4856	2	6.8	11.09	294.38	2.185
28	4856	1	6.8	11.09	294.38	2.281
29	4875	1	6.8	12	282.57	1.427
30	4875	2	6.8	12	282.57	2.140
31	4894	2	6.8	10.97	329	1.860
32	4895	2	6.8	10.97	265.5	2.828
33	4896	2	6.8	10.97	201	1.806
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.724
35	5264	2	6.8	10.78	198.26	2.699
36	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.526
37	6906	2	7	1.22	344.02	2.430
38	6906	1	7	1.22	344.02	2.625
39	6911	1	7	7.29	326.01	2.887
40	8123	2	6.2	5.13	141	2.541

A.0.3. Registros utilizados en el edificio de 9 pisos, con $IM = Sa(T_1)$

Tabla A.19: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 1 - $Sa(T_1) = 0.0999$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	2509	2	6.2	35.05	223.24	1.2
2	1521	1	7.62	9	671.52	2.31
3	1478	2	7.62	40.88	423.4	0.83
4	3512	1	6.3	45.72	223.04	2.57
5	728	1	6.54	13.03	193.67	2.08
6	183	1	6.53	3.86	206.08	0.97
7	5832	1	7.2	26.55	242.05	0.94
8	1194	1	7.62	19.07	277.5	1.36
9	1512	2	7.62	8.2	443.04	1.73
10	3750	2	7.01	25.91	515.65	1.03
11	1504	2	7.62	0.62	433.63	0.43
12	802	1	6.93	8.5	380.89	1.75
13	178	2	6.53	12.85	162.94	0.87
14	1492	1	7.62	0.66	579.1	0.33
15	5831	1	7.2	17.32	242.05	1.61
16	6952	1	7	18.73	263.2	0.76
17	1533	2	7.62	14.97	451.37	0.97
18	192	1	6.53	15.25	193.67	2.65
19	4840	2	6.8	29.45	334.01	2.98
20	266	1	6.33	18.96	242.05	1.51
21	266	1	6.33	18.96	242.05	1.77
22	1144	1	7.2	44.1	354.88	2.51
23	6959	1	7	19.48	141	1.65
24	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.01
25	1511	1	7.62	2.74	614.98	1.17
26	2467	2	6.2	36.4	233.14	1.99
27	2710	1	6.2	30.85	233.14	2.25
28	1541	2	7.62	12.38	493.09	1.41
29	4203	2	6.63	40.59	174.55	2
30	159	2	6.53	0.65	242.05	1.37
31	4847	2	6.8	11.94	383.43	0.79
32	5813	2	6.9	7.85	413.04	1.46
33	3273	2	6.3	44.67	378.75	2.55
34	2459	2	6.2	38.88	226.01	2.38
35	777	1	6.93	27.6	198.77	0.92
36	169	1	6.53	22.03	242.05	1.26
37	1193	2	7.62	9.62	427.73	1.27
38	5991	2	7.2	20.05	202.85	1.47
39	5989	1	7.2	41.29	162.94	2.5
40	1200	2	7.62	43.82	197.63	2.32

Tabla A.20: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 2 - $Sa(T_1) = 0.2379$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	5838	1	7.2	29	186.21	2.93
2	4009	1	6.52	31.94	486.19	2.35
3	6927	2	7	7.11	263.2	0.62
4	5832	2	7.2	26.55	242.05	1
5	3275	1	6.3	46.19	233.14	2.48
6	728	2	6.54	13.03	193.67	1.67
7	1539	1	7.62	31.05	230.3	1.81
8	5831	2	7.2	17.32	242.05	1.61
9	723	2	6.54	0.95	348.69	1.19
10	2458	2	6.2	28.67	277.5	0.99
11	266	1	6.33	18.96	242.05	1.77
12	1286	2	7.62	46.2	469.64	2.21
13	2629	2	6.2	8.48	363.99	2.37
14	5678	1	6.9	11.12	398.59	1.88
15	6953	2	7	24.55	206	0.85
16	776	1	6.93	27.93	282.14	0.79
17	1526	2	7.62	47.67	346.56	1.21
18	1547	2	7.62	14.91	270.22	0.94
19	286	1	6.9	21.26	496.46	1.55
20	266	2	6.33	18.96	242.05	1.51
21	6966	2	7	22.33	207	0.86
22	2114	1	7.9	2.74	329.4	0.39
23	1545	2	7.62	7.4	459.34	1.53
24	1244	1	7.62	9.94	258.89	0.94
25	4879	2	6.8	18.97	265.82	1.96
26	1494	2	7.62	5.28	460.69	1.46
27	5271	2	6.8	28.59	134.5	2.66
28	6942	1	7	26.76	211	1.28
29	3510	2	6.3	39	303.96	2.11
30	1479	2	7.62	35.68	393.77	1.91
31	1491	1	7.62	7.64	350.06	1.69
32	827	1	7.01	19.95	457.06	1.63
33	180	1	6.53	3.95	205.63	0.81
34	3311	2	6.3	43.93	253.72	1.69
35	1508	2	7.62	7.08	468.14	0.98
36	8119	1	6.2	1.98	206	0.72
37	6959	2	7	19.48	141	1.65
38	6960	1	7	13.64	293	2.08
39	6966	1	7	22.33	207	1.41
40	1512	1	7.62	8.2	443.04	1.73

Tabla A.21: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 3 - $Sa(T_1) = 0.3763$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	77	2	6.61	1.81	2016.13	2.36
2	1526	1	7.62	47.67	346.56	1.59
3	1526	2	7.62	47.67	346.56	1.92
4	2663	2	6.2	33.6	223.04	2.27
5	184	1	6.53	5.09	202.26	1.36
6	1199	1	7.62	35.43	192.71	2.75
7	1504	1	7.62	0.62	433.63	0.68
8	1478	2	7.62	40.88	423.4	1.32
9	5785	1	6.9	38.96	274.23	2.87
10	1496	1	7.62	10.48	403.2	2.3
11	1538	1	7.62	27.48	190.54	1.78
12	1045	1	6.69	5.48	285.93	0.66
13	806	1	6.93	24.23	267.71	2.08
14	169	2	6.53	22.03	242.05	2.01
15	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.01
16	266	1	6.33	18.96	242.05	2.81
17	4866	2	6.8	11.75	338.32	2.06
18	778	1	6.93	24.82	215.54	1.64
19	1085	1	6.69	5.19	370.52	0.92
20	4847	2	6.8	11.94	383.43	1.1
21	1545	1	7.62	7.4	459.34	1.14
22	2509	2	6.2	35.05	223.24	1.47
23	4208	2	6.63	25.84	198.26	1.5
24	1114	1	6.9	3.31	198	0.73
25	3744	1	7.01	12.24	566.42	1.3
26	5827	1	7.2	15.91	242.05	1.22
27	3270	1	6.3	45.29	204.71	2.09
28	3843	1	6.2	39.05	235.13	2.03
29	6952	2	7	18.73	263.2	1.2
30	6960	2	7	13.64	293	1.44
31	170	1	6.53	7.31	192.05	2.02
32	1541	1	7.62	12.38	493.09	2.24
33	787	1	6.93	30.86	425.3	2.42
34	1503	1	7.62	0.57	305.85	0.66
35	1534	1	7.62	15.99	409	1.53
36	3264	2	6.3	31.14	427.73	2.34
37	1480	2	7.62	19.83	478.07	2.43
38	6890	1	7	17.64	204	1.3
39	178	1	6.53	12.85	162.94	1.38
40	1547	2	7.62	14.91	270.22	1.49

Tabla A.22: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 4 - $Sa(T_1) = 0.7810$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	5657	1	6.9	4.8	506.44	2.62
2	4875	1	6.8	12	282.57	0.63
3	1542	1	7.62	25.42	198.58	2.44
4	1536	2	7.62	11.58	212.72	1.89
5	1246	2	7.62	18.02	223.24	2.14
6	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.38
7	4875	2	6.8	12	282.57	0.68
8	8123	2	6.2	5.13	141	2.51
9	1534	2	7.62	15.99	409	2.37
10	4849	1	6.8	22.18	342.74	2.89
11	6888	1	7	19.89	198	1.95
12	171	2	6.53	0.07	264.57	1.56
13	723	1	6.54	0.95	348.69	1.21
14	1478	2	7.62	40.88	423.4	2.73
15	982	1	6.69	5.43	373.07	1.58
16	1182	2	7.62	9.76	438.19	2.39
17	1045	2	6.69	5.48	285.93	2.3
18	721	2	6.54	18.2	192.05	2.76
19	4896	2	6.8	10.97	201	0.67
20	4856	1	6.8	11.09	294.38	0.77
21	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.29
22	776	1	6.93	27.93	282.14	2.59
23	1542	2	7.62	25.42	198.58	2.09
24	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.02
25	4856	2	6.8	11.09	294.38	0.7
26	1540	2	7.62	21.76	215.34	2.9
27	2114	2	7.9	2.74	329.4	2.45
28	1535	1	7.62	13.06	535.13	2.31
29	1536	1	7.62	11.58	212.72	1.26
30	821	1	6.69	4.38	352.05	1.41
31	1529	2	7.62	1.49	714.27	1.31
32	1545	1	7.62	7.4	459.34	2.37
33	1501	2	7.62	9.78	476.14	2.23
34	1114	1	6.9	3.31	198	1.52
35	5786	1	6.9	34.52	300.21	2.34
36	1535	2	7.62	13.06	535.13	2
37	3744	1	7.01	12.24	566.42	2.71
38	1504	1	7.62	0.62	433.63	1.42
39	182	2	6.53	0.56	210.51	1.8
40	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.1

Tabla A.23: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 5 - $Sa(T_1) = 1.2100$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	1529	2	7.62	1.49	714.27	2.02
2	1536	1	7.62	11.58	212.72	1.95
3	182	2	6.53	0.56	210.51	2.79
4	1628	2	7.54	26.46	306.37	2.77
5	5264	1	6.8	10.78	198.26	0.96
6	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.58
7	1536	2	7.62	11.58	212.72	2.92
8	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.99
9	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.7
10	181	2	6.53	1.35	203.22	2.91
11	6906	2	7	1.22	344.02	2.29
12	4875	1	6.8	12	282.57	0.98
13	180	2	6.53	3.95	205.63	2.92
14	983	1	6.69	5.43	525.79	2.93
15	723	1	6.54	0.95	348.69	1.87
16	4875	2	6.8	12	282.57	1.05
17	171	2	6.53	0.07	264.57	2.41
18	821	1	6.69	4.38	352.05	2.19
19	1114	1	6.9	3.31	198	2.36
20	4896	2	6.8	10.97	201	1.03
21	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.2
22	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.44
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.14
24	4896	1	6.8	10.97	201	2.37
25	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.08
26	5264	2	6.8	10.78	198.26	1.31
27	1504	1	7.62	0.62	433.63	2.19
28	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.47
29	6911	1	7	7.29	326.01	2.11
30	982	1	6.69	5.43	373.07	2.45
31	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.77
32	1120	1	6.9	1.47	256	1.38
33	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.11
34	181	1	6.53	1.35	203.22	2.92
35	6906	1	7	1.22	344.02	1.8
36	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.76
37	8130	1	6.2	5.6	207	2.91
38	779	1	6.93	3.88	594.83	2.14
39	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.99
40	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.78

Tabla A.24: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 6 - $Sa(T_1) = 1.5125 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$V_{s30}[m/s]$	Escala
1	1529	2	7.62	1.49	714.27	2.525
2	1536	1	7.62	11.58	212.72	2.4375
3	182	2	6.53	0.56	210.51	3.4875
4	1628	2	7.54	26.46	306.37	3.4625
5	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.2
6	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.975
7	1536	2	7.62	11.58	212.72	3.65
8	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.4875
9	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.125
10	181	2	6.53	1.35	203.22	3.6375
11	6906	2	7	1.22	344.02	2.8625
12	4875	1	6.8	12	282.57	1.225
13	180	2	6.53	3.95	205.63	3.65
14	983	1	6.69	5.43	525.79	3.6625
15	723	1	6.54	0.95	348.69	2.3375
16	4875	2	6.8	12	282.57	1.3125
17	171	2	6.53	0.07	264.57	3.0125
18	821	1	6.69	4.38	352.05	2.7375
19	1114	1	6.9	3.31	198	2.95
20	4896	2	6.8	10.97	201	1.2875
21	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.5
22	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.8
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.675
24	4896	1	6.8	10.97	201	2.9625
25	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.35
26	5264	2	6.8	10.78	198.26	1.6375
27	1504	1	7.62	0.62	433.63	2.7375
28	1244	2	7.62	9.94	258.89	3.0875
29	6911	1	7	7.29	326.01	2.6375
30	982	1	6.69	5.43	373.07	3.0625
31	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.2125
32	1120	1	6.9	1.47	256	1.725
33	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.6375
34	181	1	6.53	1.35	203.22	3.65
35	6906	1	7	1.22	344.02	2.25
36	1503	2	7.62	0.57	305.85	3.45
37	8130	1	6.2	5.6	207	3.6375
38	779	1	6.93	3.88	594.83	2.675
39	1529	1	7.62	1.49	714.27	3.7375
40	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.225

Tabla A.25: Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 7 - $Sa(T_1) = 1.8150$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	1529	2	7.62	1.49	714.27	3.03
2	1536	1	7.62	11.58	212.72	2.925
3	182	2	6.53	0.56	210.51	4.185
4	1628	2	7.54	26.46	306.37	4.155
5	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.44
6	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.37
7	1536	2	7.62	11.58	212.72	4.38
8	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.985
9	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.55
10	181	2	6.53	1.35	203.22	4.365
11	6906	2	7	1.22	344.02	3.435
12	4875	1	6.8	12	282.57	1.47
13	180	2	6.53	3.95	205.63	4.38
14	983	1	6.69	5.43	525.79	4.395
15	723	1	6.54	0.95	348.69	2.805
16	4875	2	6.8	12	282.57	1.575
17	171	2	6.53	0.07	264.57	3.615
18	821	1	6.69	4.38	352.05	3.285
19	1114	1	6.9	3.31	198	3.54
20	4896	2	6.8	10.97	201	1.545
21	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.8
22	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.16
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	3.21
24	4896	1	6.8	10.97	201	3.555
25	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.62
26	5264	2	6.8	10.78	198.26	1.965
27	1504	1	7.62	0.62	433.63	3.285
28	1244	2	7.62	9.94	258.89	3.705
29	6911	1	7	7.29	326.01	3.165
30	982	1	6.69	5.43	373.07	3.675
31	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.655
32	1120	1	6.9	1.47	256	2.07
33	1503	1	7.62	0.57	305.85	3.165
34	181	1	6.53	1.35	203.22	4.38
35	6906	1	7	1.22	344.02	2.7
36	1503	2	7.62	0.57	305.85	4.14
37	8130	1	6.2	5.6	207	4.365
38	779	1	6.93	3.88	594.83	3.21
39	1529	1	7.62	1.49	714.27	4.485
40	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.67

Tabla A.26: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 8 - $Sa(T_1) = 2.1175 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$V_{s30}[m/s]$	Escala
1	1529	2	7.62	1.49	714.27	3.535
2	1536	1	7.62	11.58	212.72	3.4125
3	182	2	6.53	0.56	210.51	4.8825
4	1628	2	7.54	26.46	306.37	4.8475
5	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.68
6	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.765
7	1536	2	7.62	11.58	212.72	5.11
8	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.4825
9	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.975
10	181	2	6.53	1.35	203.22	5.0925
11	6906	2	7	1.22	344.02	4.0075
12	4875	1	6.8	12	282.57	1.715
13	180	2	6.53	3.95	205.63	5.11
14	983	1	6.69	5.43	525.79	5.1275
15	723	1	6.54	0.95	348.69	3.2725
16	4875	2	6.8	12	282.57	1.8375
17	171	2	6.53	0.07	264.57	4.2175
18	821	1	6.69	4.38	352.05	3.8325
19	1114	1	6.9	3.31	198	4.13
20	4896	2	6.8	10.97	201	1.8025
21	4856	1	6.8	11.09	294.38	2.1
22	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.52
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	3.745
24	4896	1	6.8	10.97	201	4.1475
25	4856	2	6.8	11.09	294.38	1.89
26	5264	2	6.8	10.78	198.26	2.2925
27	1504	1	7.62	0.62	433.63	3.8325
28	1244	2	7.62	9.94	258.89	4.3225
29	6911	1	7	7.29	326.01	3.6925
30	982	1	6.69	5.43	373.07	4.2875
31	1084	1	6.69	5.35	251.24	3.0975
32	1120	1	6.9	1.47	256	2.415
33	1503	1	7.62	0.57	305.85	3.6925
34	181	1	6.53	1.35	203.22	5.11
35	6906	1	7	1.22	344.02	3.15
36	1503	2	7.62	0.57	305.85	4.83
37	8130	1	6.2	5.6	207	5.0925
38	779	1	6.93	3.88	594.83	3.745
39	1529	1	7.62	1.49	714.27	5.2325
40	1505	1	7.62	0.32	487.34	3.115

Tabla A.27: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 9, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 9 - $Sa(T_1) = 2.4200$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	1529	2	7.62	1.49	714.27	4.04
2	1536	1	7.62	11.58	212.72	3.9
3	182	2	6.53	0.56	210.51	5.58
4	1628	2	7.54	26.46	306.37	5.54
5	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.92
6	1492	1	7.62	0.66	579.1	3.16
7	1536	2	7.62	11.58	212.72	5.84
8	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.98
9	1492	2	7.62	0.66	579.1	3.4
10	181	2	6.53	1.35	203.22	5.82
11	6906	2	7	1.22	344.02	4.58
12	4875	1	6.8	12	282.57	1.96
13	180	2	6.53	3.95	205.63	5.84
14	983	1	6.69	5.43	525.79	5.86
15	723	1	6.54	0.95	348.69	3.74
16	4875	2	6.8	12	282.57	2.1
17	171	2	6.53	0.07	264.57	4.82
18	821	1	6.69	4.38	352.05	4.38
19	1114	1	6.9	3.31	198	4.72
20	4896	2	6.8	10.97	201	2.06
21	4856	1	6.8	11.09	294.38	2.4
22	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.88
23	1045	1	6.69	5.48	285.93	4.28
24	4896	1	6.8	10.97	201	4.74
25	4856	2	6.8	11.09	294.38	2.16
26	5264	2	6.8	10.78	198.26	2.62
27	1504	1	7.62	0.62	433.63	4.38
28	1244	2	7.62	9.94	258.89	4.94
29	6911	1	7	7.29	326.01	4.22
30	982	1	6.69	5.43	373.07	4.9
31	1084	1	6.69	5.35	251.24	3.54
32	1120	1	6.9	1.47	256	2.76
33	1503	1	7.62	0.57	305.85	4.22
34	181	1	6.53	1.35	203.22	5.84
35	6906	1	7	1.22	344.02	3.6
36	1503	2	7.62	0.57	305.85	5.52
37	8130	1	6.2	5.6	207	5.82
38	779	1	6.93	3.88	594.83	4.28
39	1529	1	7.62	1.49	714.27	5.98
40	1505	1	7.62	0.32	487.34	3.56

A.0.4. Registros utilizados en el edificio de 9 pisos, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Tabla A.28: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 1 - $S a_{avg}(T_1) = 0.0607$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	162	2	6.53	10.45	231.23	1.01
2	187	1	6.53	12.69	348.69	1.00
3	495	1	6.76	9.6	605.04	0.99
4	527	1	6.06	12.03	396.41	1.01
5	549	1	6.19	17.17	303.47	0.99
6	571	2	7.3	53.31	308.39	0.98
7	744	1	6.93	50.99	331.21	1.01
8	757	2	6.93	35.52	238.06	1.02
9	760	1	6.93	45.58	126.4	1.01
10	764	1	6.93	10.97	308.55	0.99
11	838	1	7.28	34.86	370.08	1.00
12	1100	1	6.9	24.85	256	0.98
13	1107	2	6.9	22.5	312	0.99
14	1113	1	6.9	21.35	256	1.02
15	1181	1	7.62	47.32	271.3	0.99
16	1188	2	7.62	66.64	200.86	1.02
17	1216	2	7.62	73.26	191.09	1.00
18	1236	1	7.62	37.48	318.52	0.99
19	1237	1	7.62	58.42	180.33	1.01
20	1260	2	7.62	56.3	358.72	1.01
21	1309	2	7.62	92.81	263.82	1.00
22	1316	1	7.62	88.18	259.21	1.01
23	1417	2	7.62	102.59	205.11	0.99
24	1425	1	7.62	94.84	308.88	1.01
25	1453	2	7.62	102.56	573.04	1.02
26	1792	1	7.13	74	282.14	1.01
27	2492	2	6.2	59.62	169.84	1.02
28	2664	2	6.2	48.52	240.43	0.99
29	2888	1	6.2	28.76	493.09	0.99
30	3751	1	7.01	35.22	459.04	1.00
31	3966	2	6.61	8.83	420.2	1.01
32	4203	1	6.63	40.59	174.55	1.00
33	4204	1	6.63	28.42	128.12	1.01
34	4646	1	7.9	341.14	295.74	1.00
35	4795	1	7.9	54.35	388.25	1.01
36	4800	2	7.9	41.88	366.48	0.99
37	4873	1	6.8	20.03	561.59	1.01
38	4881	2	6.8	20.77	294.38	1.02
39	5806	1	6.9	25.56	655.45	0.99
40	8124	2	6.2	9.44	293	1.00

Tabla A.29: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 2 - $S a_{avg}(T_1) = 0.1148 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	162	2	6.53	10.45	231.23	1.90
2	187	1	6.53	12.69	348.69	1.89
3	495	1	6.76	9.6	605.04	1.86
4	527	1	6.06	12.03	396.41	1.92
5	549	1	6.19	17.17	303.47	1.86
6	571	2	7.3	53.31	308.39	1.86
7	744	1	6.93	50.99	331.21	1.90
8	757	2	6.93	35.52	238.06	1.92
9	760	1	6.93	45.58	126.4	1.90
10	764	1	6.93	10.97	308.55	1.86
11	838	1	7.28	34.86	370.08	1.90
12	1100	1	6.9	24.85	256	1.86
13	1107	2	6.9	22.5	312	1.88
14	1113	1	6.9	21.35	256	1.92
15	1181	1	7.62	47.32	271.3	1.87
16	1188	2	7.62	66.64	200.86	1.92
17	1216	2	7.62	73.26	191.09	1.90
18	1236	1	7.62	37.48	318.52	1.87
19	1237	1	7.62	58.42	180.33	1.92
20	1260	2	7.62	56.3	358.72	1.91
21	1309	2	7.62	92.81	263.82	1.88
22	1316	1	7.62	88.18	259.21	1.91
23	1417	2	7.62	102.59	205.11	1.86
24	1425	1	7.62	94.84	308.88	1.90
25	1453	2	7.62	102.56	573.04	1.92
26	1792	1	7.13	74	282.14	1.90
27	2492	2	6.2	59.62	169.84	1.92
28	2664	2	6.2	48.52	240.43	1.88
29	2888	1	6.2	28.76	493.09	1.87
30	3751	1	7.01	35.22	459.04	1.90
31	3966	2	6.61	8.83	420.2	1.91
32	4203	1	6.63	40.59	174.55	1.90
33	4204	1	6.63	28.42	128.12	1.92
34	4646	1	7.9	341.14	295.74	1.89
35	4795	1	7.9	54.35	388.25	1.91
36	4800	2	7.9	41.88	366.48	1.86
37	4873	1	6.8	20.03	561.59	1.91
38	4881	2	6.8	20.77	294.38	1.92
39	5806	1	6.9	25.56	655.45	1.88
40	8124	2	6.2	9.44	293	1.88

Tabla A.30: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 3 - $S a_{avg}(T_1) = 0.1826$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	126	1	6.8	5.46	259.59	0.96
2	170	2	6.53	7.31	192.05	0.99
3	181	1	6.53	1.35	203.22	1.00
4	184	1	6.53	5.09	202.26	1.00
5	292	2	6.9	10.84	382	1.00
6	1114	2	6.9	3.31	198	1.05
7	1158	1	7.51	15.37	281.86	0.99
8	1180	1	7.62	24.96	235.13	1.02
9	1180	2	7.62	24.96	235.13	0.98
10	1193	2	7.62	9.62	427.73	1.04
11	1195	1	7.62	29.52	226.01	1.04
12	1480	2	7.62	19.83	478.07	0.97
13	1482	1	7.62	19.89	540.66	1.03
14	1482	2	7.62	19.89	540.66	0.97
15	1498	2	7.62	17.11	272.67	0.99
16	1498	1	7.62	17.11	272.67	0.98
17	1509	1	7.62	13.46	549.43	0.97
18	1530	1	7.62	6.08	494.1	1.01
19	1533	2	7.62	14.97	451.37	1.02
20	1534	2	7.62	15.99	409	1.01
21	1537	1	7.62	22.12	237.53	0.97
22	1545	1	7.62	7.4	459.34	1.04
23	1553	2	7.62	24.19	223.04	1.00
24	3744	1	7.01	12.24	566.42	1.03
25	3748	1	7.01	19.32	387.95	1.00
26	4816	1	7.9	6.62	551.3	0.96
27	4896	1	6.8	10.97	201	1.02
28	5264	2	6.8	10.78	198.26	0.96
29	5665	2	6.9	30.39	146.72	0.99
30	5786	2	6.9	34.52	300.21	0.99
31	5814	2	6.9	31.08	248.19	0.95
32	5975	2	7.2	20.46	231.23	1.01
33	5992	2	7.2	16.21	196.25	1.02
34	6887	2	7	18.05	187	1.00
35	6911	2	7	7.29	326.01	1.02
36	6953	2	7	24.55	206	1.02
37	6960	2	7	13.64	293	0.98
38	6962	2	7	1.54	295.74	1.05
39	6966	2	7	22.33	207	1.05
40	8064	2	6.2	3.26	198	1.01

Tabla A.31: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 4 - $S a_{avg}(T_1) = 0.3221$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	1	7.35	2.05	766.77	1.12
2	143	2	7.35	2.05	766.77	0.79
3	179	2	6.53	7.05	208.91	1.22
4	180	2	6.53	3.95	205.63	1.10
5	181	2	6.53	1.35	203.22	0.99
6	182	2	6.53	0.56	210.51	1.11
7	723	1	6.54	0.95	348.69	1.07
8	779	1	6.93	3.88	594.83	1.09
9	879	1	7.28	2.19	1369	1.08
10	982	1	6.69	5.43	373.07	1.23
11	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.20
12	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.11
13	1114	1	6.9	3.31	198	1.27
14	1120	1	6.9	1.47	256	1.29
15	1120	2	6.9	1.47	256	1.34
16	1176	1	7.51	4.83	297	1.25
17	1244	2	7.62	9.94	258.89	0.86
18	1246	1	7.62	18.02	223.24	1.25
19	1492	2	7.62	0.66	579.1	0.91
20	1503	2	7.62	0.57	305.85	0.96
21	1505	2	7.62	0.32	487.34	0.81
22	1510	1	7.62	0.89	573.02	1.19
23	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.25
24	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.12
25	1529	2	7.62	1.49	714.27	1.22
26	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.07
27	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.17
28	4816	2	7.9	6.62	551.3	1.29
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.26
30	4875	2	6.8	12	282.57	1.09
31	4894	2	6.8	10.97	329	0.98
32	4896	2	6.8	10.97	201	0.94
33	5264	1	6.8	10.78	198.26	0.99
34	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.17
35	6906	2	7	1.22	344.02	1.08
36	6906	1	7	1.22	344.02	0.91
37	6911	1	7	7.29	326.01	1.18
38	6927	1	7	7.11	263.2	1.22
39	6962	1	7	1.54	295.74	1.15
40	8606	2	7.2	11.44	242	1.30

Tabla A.32: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 5 - $S a_{avg}(T_1) = 0.4792$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.18
2	143	1	7.35	2.05	766.77	1.67
3	179	2	6.53	7.05	208.91	1.81
4	180	2	6.53	3.95	205.63	1.64
5	181	2	6.53	1.35	203.22	1.47
6	182	2	6.53	0.56	210.51	1.65
7	723	1	6.54	0.95	348.69	1.59
8	779	1	6.93	3.88	594.83	1.62
9	879	1	7.28	2.19	1369	1.61
10	982	1	6.69	5.43	373.07	1.83
11	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.79
12	1084	1	6.69	5.35	251.24	1.66
13	1114	1	6.9	3.31	198	1.88
14	1176	1	7.51	4.83	297	1.86
15	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.28
16	1246	1	7.62	18.02	223.24	1.85
17	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.04
18	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.36
19	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.08
20	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.42
21	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.01
22	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.20
23	1510	1	7.62	0.89	573.02	1.77
24	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.86
25	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.66
26	1529	2	7.62	1.49	714.27	1.82
27	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.60
28	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.73
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	1.87
30	4875	1	6.8	12	282.57	0.90
31	4875	2	6.8	12	282.57	1.63
32	4894	2	6.8	10.97	329	1.45
33	4896	2	6.8	10.97	201	1.40
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.47
35	5664	1	6.9	13.47	361.24	1.74
36	6906	1	7	1.22	344.02	1.36
37	6906	2	7	1.22	344.02	1.60
38	6911	1	7	7.29	326.01	1.76
39	6927	1	7	7.11	263.2	1.81
40	6962	1	7	1.54	295.74	1.71

Tabla A.33: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 6 - $S a_{avg}(T_1) = 0.5989$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.48
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.08
3	179	2	6.53	7.05	208.91	2.27
4	180	2	6.53	3.95	205.63	2.05
5	181	2	6.53	1.35	203.22	1.84
6	182	2	6.53	0.56	210.51	2.06
7	723	1	6.54	0.95	348.69	1.99
8	779	1	6.93	3.88	594.83	2.03
9	879	1	7.28	2.19	1369	2.01
10	982	1	6.69	5.43	373.07	2.29
11	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.24
12	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.07
13	1114	1	6.9	3.31	198	2.35
14	1176	1	7.51	4.83	297	2.33
15	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.60
16	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.32
17	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.30
18	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.70
19	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.35
20	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.78
21	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.26
22	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.50
23	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.22
24	1517	1	7.62	11.48	665.2	2.32
25	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.08
26	1529	2	7.62	1.49	714.27	2.27
27	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.99
28	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.17
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	2.34
30	4875	1	6.8	12	282.57	1.13
31	4875	2	6.8	12	282.57	2.03
32	4894	2	6.8	10.97	329	1.81
33	4896	2	6.8	10.97	201	1.75
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.83
35	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.18
36	6906	1	7	1.22	344.02	1.70
37	6906	2	7	1.22	344.02	2.01
38	6911	1	7	7.29	326.01	2.20
39	6927	1	7	7.11	263.2	2.26
40	6962	1	7	1.54	295.74	2.14

Tabla A.34: Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 7 - $S a_{avg}(T_1) = 0.7188$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.77
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.50
3	179	2	6.53	7.05	208.91	2.72
4	180	2	6.53	3.95	205.63	2.46
5	181	2	6.53	1.35	203.22	2.21
6	182	2	6.53	0.56	210.51	2.47
7	723	1	6.54	0.95	348.69	2.39
8	779	1	6.93	3.88	594.83	2.43
9	879	1	7.28	2.19	1369	2.41
10	982	1	6.69	5.43	373.07	2.75
11	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.69
12	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.48
13	1114	1	6.9	3.31	198	2.82
14	1176	1	7.51	4.83	297	2.79
15	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.92
16	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.78
17	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.56
18	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.04
19	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.62
20	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.13
21	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.51
22	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.81
23	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.66
24	1517	1	7.62	11.48	665.2	2.79
25	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.50
26	1529	2	7.62	1.49	714.27	2.73
27	1605	2	7.14	6.58	281.86	2.39
28	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.60
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	2.80
30	4875	1	6.8	12	282.57	1.35
31	4875	2	6.8	12	282.57	2.44
32	4894	2	6.8	10.97	329	2.18
33	4896	2	6.8	10.97	201	2.10
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.20
35	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.61
36	6906	1	7	1.22	344.02	2.04
37	6906	2	7	1.22	344.02	2.41
38	6911	1	7	7.29	326.01	2.64
39	6927	1	7	7.11	263.2	2.72
40	6962	1	7	1.54	295.74	2.56

Tabla A.35: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 8 - $S a_{avg}(T_1) = 0.8385$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.07
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.92
3	179	2	6.53	7.05	208.91	3.18
4	180	2	6.53	3.95	205.63	2.87
5	181	2	6.53	1.35	203.22	2.57
6	182	2	6.53	0.56	210.51	2.88
7	723	1	6.54	0.95	348.69	2.79
8	779	1	6.93	3.88	594.83	2.84
9	879	1	7.28	2.19	1369	2.81
10	982	1	6.69	5.43	373.07	3.21
11	1045	1	6.69	5.48	285.93	3.13
12	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.90
13	1114	1	6.9	3.31	198	3.30
14	1176	1	7.51	4.83	297	3.26
15	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.24
16	1246	1	7.62	18.02	223.24	3.25
17	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.82
18	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.38
19	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.89
20	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.49
21	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.77
22	1505	2	7.62	0.32	487.34	2.11
23	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.11
24	1517	1	7.62	11.48	665.2	3.25
25	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.91
26	1529	2	7.62	1.49	714.27	3.18
27	1605	2	7.14	6.58	281.86	2.79
28	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.04
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	3.27
30	4875	1	6.8	12	282.57	1.58
31	4875	2	6.8	12	282.57	2.84
32	4894	2	6.8	10.97	329	2.54
33	4896	2	6.8	10.97	201	2.46
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.57
35	5664	1	6.9	13.47	361.24	3.05
36	6906	1	7	1.22	344.02	2.38
37	6906	2	7	1.22	344.02	2.81
38	6911	1	7	7.29	326.01	3.08
39	6927	1	7	7.11	263.2	3.17
40	6962	1	7	1.54	295.74	2.99

Tabla A.36: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 9, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 9 - $S a_{avg}(T_1) = 0.9583$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.36
2	143	1	7.35	2.05	766.77	3.33
3	179	2	6.53	7.05	208.91	3.63
4	180	2	6.53	3.95	205.63	3.28
5	181	2	6.53	1.35	203.22	2.94
6	182	2	6.53	0.56	210.51	3.29
7	723	1	6.54	0.95	348.69	3.19
8	779	1	6.93	3.88	594.83	3.24
9	879	1	7.28	2.19	1369	3.22
10	982	1	6.69	5.43	373.07	3.66
11	1045	1	6.69	5.48	285.93	3.58
12	1084	1	6.69	5.35	251.24	3.31
13	1114	1	6.9	3.31	198	3.77
14	1176	1	7.51	4.83	297	3.72
15	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.56
16	1246	1	7.62	18.02	223.24	3.71
17	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.08
18	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.72
19	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.16
20	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.85
21	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.02
22	1505	2	7.62	0.32	487.34	2.41
23	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.55
24	1517	1	7.62	11.48	665.2	3.72
25	1529	1	7.62	1.49	714.27	3.33
26	1529	2	7.62	1.49	714.27	3.64
27	1605	2	7.14	6.58	281.86	3.19
28	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.47
29	4856	1	6.8	11.09	294.38	3.74
30	4875	1	6.8	12	282.57	1.80
31	4875	2	6.8	12	282.57	3.25
32	4894	2	6.8	10.97	329	2.90
33	4896	2	6.8	10.97	201	2.81
34	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.93
35	5664	1	6.9	13.47	361.24	3.48
36	6906	1	7	1.22	344.02	2.71
37	6906	2	7	1.22	344.02	3.21
38	6911	1	7	7.29	326.01	3.52
39	6927	1	7	7.11	263.2	3.62
40	6962	1	7	1.54	295.74	3.42

A.0.5. Registros utilizados en el edificio de 20 pisos, con $IM = Sa(T_1)$

Tabla A.37: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 1 - $Sa(T_1) = 0.0202$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	2710	1	6.2	30.85	233.14	0.57
2	8597	2	7.2	32.22	503	2.98
3	1487	1	7.62	35	520.37	0.59
4	4230	1	6.63	39.43	461.1	2.68
5	1549	2	7.62	1.83	511.18	0.64
6	1626	1	7.68	34.61	649.67	2.96
7	5975	2	7.2	20.46	231.23	0.54
8	1615	1	7.14	9.14	338	2.49
9	1504	1	7.62	0.62	433.63	0.39
10	8597	1	7.2	32.22	503	2.84
11	1499	1	7.62	8.51	375.42	0.58
12	1476	1	7.62	28.04	406.53	0.48
13	5745	2	6.9	38.91	365.59	2.30
14	1402	2	7.62	38.42	491.08	1.70
15	4740	2	7.9	22.31	638.39	1.70
16	1612	1	7.14	4.17	551.3	1.53
17	5657	1	6.9	4.8	506.44	0.47
18	1196	2	7.62	41.99	210.01	1.27
19	172	1	6.53	21.68	237.33	1.44
20	1284	2	7.62	48.35	677.49	2.73
21	6948	2	7	30.63	481.62	1.83
22	5257	2	6.8	48.66	149.97	2.54
23	1491	1	7.62	7.64	350.06	0.65
24	173	2	6.53	8.6	202.85	0.51
25	4854	1	6.8	35.93	570.62	2.27
26	1281	2	7.62	47.31	573.04	2.67
27	4860	2	6.8	23.18	278.12	0.68
28	8062	1	6.2	14.41	280.26	1.85
29	2703	1	6.2	17.7	542.61	1.33
30	1618	1	7.14	8.03	638.39	2.23
31	5836	2	7.2	29	264.57	0.68
32	163	1	6.53	24.6	205.78	1.29
33	4850	1	6.8	16.86	561.59	1.01
34	1488	2	7.62	13.53	551.21	0.39
35	5969	1	7.2	32.85	223.03	1.07
36	737	1	6.93	24.57	239.69	0.70
37	2712	2	6.2	34.13	665.2	2.92
38	1148	1	7.51	13.49	523	1.41
39	5263	1	6.8	20.52	274.17	1.95
40	1787	2	7.13	11.66	726	0.87

Tabla A.38: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 2 - $Sa(T_1) = 0.05273 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1476	2	7.62	28.04	406.53	0.52
2	1231	2	7.62	2.69	496.21	1.28
3	5972	2	7.2	41.48	208.71	2.55
4	1538	2	7.62	27.48	190.54	0.95
5	3852	1	6.2	24.62	438.19	1.76
6	5832	2	7.2	26.55	242.05	0.93
7	183	1	6.53	3.86	206.08	1.17
8	802	2	6.93	8.5	380.89	0.93
9	8606	1	7.2	11.44	242	1.06
10	3954	2	6.61	15.59	967.27	2.12
11	192	1	6.53	15.25	193.67	1.76
12	1488	1	7.62	13.53	551.21	0.99
13	4757	2	7.9	28.59	378.93	0.99
14	4816	2	7.9	6.62	551.3	0.99
15	169	1	6.53	22.03	242.05	1.54
16	1526	2	7.62	47.67	346.56	1.65
17	1200	1	7.62	43.82	197.63	1.40
18	182	1	6.53	0.56	210.51	1.14
19	6886	2	7	14.48	280.26	1.24
20	1204	1	7.62	31.87	201.21	2.27
21	1611	1	7.14	0.21	529.18	2.68
22	1633	2	7.37	12.55	723.95	1.21
23	178	2	6.53	12.85	162.94	1.18
24	787	2	6.93	30.86	425.3	1.18
25	1505	1	7.62	0.32	487.34	0.31
26	1489	1	7.62	3.76	487.27	1.33
27	6959	1	7	19.48	141	0.72
28	266	2	6.33	18.96	242.05	1.19
29	1176	2	7.51	4.83	297	0.46
30	900	2	7.28	23.62	353.63	1.98
31	5825	2	7.2	10.92	242.05	0.73
32	1517	2	7.62	11.48	665.2	1.06
33	1546	1	7.62	9.34	475.46	0.88
34	2114	1	7.9	2.74	329.4	0.53
35	748	1	6.93	44.11	627.59	2.43
36	5760	1	6.9	36.73	410.57	2.00
37	3512	2	6.3	45.72	223.04	1.51
38	1515	2	7.62	5.16	472.81	0.69
39	827	1	7.01	19.95	457.06	2.16
40	1489	2	7.62	3.76	487.27	0.91

Tabla A.39: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 3 - $Sa(T_1) = 0.2200$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
3	5810	1	6.9	24.1	655.45	1.39
2	4861	2	6.8	19.89	319	2.08
3	5810	2	6.9	24.1	655.45	0.97
4	1196	1	7.62	41.99	210.01	2.68
5	1539	2	7.62	31.05	230.3	1.94
6	879	1	7.28	2.19	1369	0.68
7	786	2	6.93	30.81	209.87	1.75
8	6890	1	7	17.64	204	1.62
9	2114	1	7.9	2.74	329.4	0.85
10	185	2	6.53	7.5	202.89	1.29
11	1543	2	7.62	26.82	236.19	1.18
12	2649	2	6.2	35.21	215.34	2.92
13	1544	1	7.62	37.93	221.7	2.32
14	1200	1	7.62	43.82	197.63	2.27
15	1543	1	7.62	26.82	236.19	1.38
16	1538	1	7.62	27.48	190.54	0.93
17	5831	2	7.2	17.32	242.05	1.59
18	1483	1	7.62	22.06	362.03	1.59
19	178	2	6.53	12.85	162.94	1.91
20	1541	2	7.62	12.38	493.09	1.16
21	1515	2	7.62	5.16	472.81	1.12
22	179	2	6.53	7.05	208.91	0.71
23	802	2	6.93	8.5	380.89	1.50
24	777	2	6.93	27.6	198.77	2.03
25	5825	1	7.2	10.92	242.05	1.01
26	6953	1	7	24.55	206	2.37
27	6888	1	7	19.89	198	1.08
28	1517	2	7.62	11.48	665.2	1.71
29	1476	2	7.62	28.04	406.53	0.84
30	1161	2	7.51	10.92	792	2.66
31	1494	2	7.62	5.28	460.69	1.92
32	266	2	6.33	18.96	242.05	1.93
33	900	1	7.28	23.62	353.63	2.43
34	1497	1	7.62	11.83	555.23	2.13
35	1488	1	7.62	13.53	551.21	1.60
36	1478	2	7.62	40.88	423.4	2.58
37	4866	2	6.8	11.75	338.32	2.76
38	8119	2	6.2	1.98	206	1.26
39	982	1	6.69	5.43	373.07	0.69
40	1502	1	7.62	16.59	645.72	1.57

Tabla A.40: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 4 - $Sa(T_1) = 0.4720$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	6906	1	7	1.22	344.02	2.69
2	1240	2	7.62	37.1	221.92	2.95
3	1553	2	7.62	24.19	223.04	2.04
4	5801	2	6.9	36.87	325.79	1.77
5	1477	2	7.62	30.17	489.22	2.13
6	1477	1	7.62	30.17	489.22	2.96
7	1537	1	7.62	22.12	237.53	1.46
8	5810	1	6.9	24.1	655.45	2.97
9	1504	2	7.62	0.62	433.63	2.81
10	8123	2	6.2	5.13	141	1.78
11	1548	2	7.62	13.13	599.64	1.96
12	1533	2	7.62	14.97	451.37	2.26
13	1537	2	7.62	22.12	237.53	2.56
14	1547	1	7.62	14.91	270.22	2.20
15	1500	2	7.62	17.17	379.64	2.41
16	8130	2	6.2	5.6	207	2.21
17	1538	1	7.62	27.48	190.54	1.99
18	179	2	6.53	7.05	208.91	1.53
19	1540	2	7.62	21.76	215.34	2.62
20	1501	2	7.62	9.78	476.14	1.67
21	1543	2	7.62	26.82	236.19	2.53
22	1536	2	7.62	11.58	212.72	2.20
23	1476	2	7.62	28.04	406.53	1.81
24	126	1	6.8	5.46	259.59	2.40
25	1535	2	7.62	13.06	535.13	1.51
26	1195	1	7.62	29.52	226.01	2.02
27	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.74
28	1547	2	7.62	14.91	270.22	2.01
29	4875	1	6.8	12	282.57	0.62
30	181	2	6.53	1.35	203.22	1.05
31	1540	1	7.62	21.76	215.34	1.74
32	6889	1	7	18.4	194	2.24
33	1194	1	7.62	19.07	277.5	2.25
34	1543	1	7.62	26.82	236.19	2.95
35	1176	2	7.51	4.83	297	1.58
36	1542	2	7.62	25.42	198.58	1.90
37	1519	2	7.62	6.98	538.69	2.34
38	1541	2	7.62	12.38	493.09	2.48
39	5810	2	6.9	24.1	655.45	2.09
40	1238	2	7.62	22.69	253.72	1.96

Tabla A.41: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 5 - $Sa(T_1) = 0.7420$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	1537	1	7.62	22.12	237.53	2.30
2	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.73
3	1540	1	7.62	21.76	215.34	2.73
4	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.17
5	1542	2	7.62	25.42	198.58	2.98
6	1176	2	7.51	4.83	297	2.49
7	1501	2	7.62	9.78	476.14	2.63
8	171	2	6.53	0.07	264.57	2.47
9	1535	2	7.62	13.06	535.13	2.37
10	4875	1	6.8	12	282.57	0.98
11	1476	2	7.62	28.04	406.53	2.85
12	8063	1	6.2	5.55	187	2.52
13	179	2	6.53	7.05	208.91	2.41
14	5801	2	6.9	36.87	325.79	2.79
15	1244	1	7.62	9.94	258.89	2.41
16	4856	1	6.8	11.09	294.38	2.88
17	4875	2	6.8	12	282.57	1.95
18	4896	2	6.8	10.97	201	2.20
19	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.16
20	5786	2	6.9	34.52	300.21	2.39
21	8123	2	6.2	5.13	141	2.80
22	181	2	6.53	1.35	203.22	1.65
23	1176	1	7.51	4.83	297	2.50
24	5665	2	6.9	30.39	146.72	2.65
25	5664	1	6.9	13.47	361.24	2.65
26	6906	2	7	1.22	344.02	2.71
27	982	1	6.69	5.43	373.07	2.34
28	182	2	6.53	0.56	210.51	2.13
29	180	2	6.53	3.95	205.63	2.13
30	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.13
31	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.13
32	779	1	6.93	3.88	594.83	2.13
33	879	1	7.28	2.19	1369	2.30
34	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.30
35	143	2	7.35	2.05	766.77	2.30
36	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.71
37	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.41
38	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.88
39	1045	1	6.69	5.48	285.93	2.88
40	8066	2	6.2	4.85	194	2.88

Tabla A.42: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 6 - $Sa(T_1) = 1.1130$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	1537	1	7.62	22.12	237.53	2.88
2	1529	1	7.62	1.49	714.27	3.41
3	1540	1	7.62	21.76	215.34	3.41
4	1084	1	6.69	5.35	251.24	2.71
5	1542	2	7.62	25.42	198.58	3.73
6	1176	2	7.51	4.83	297	3.11
7	1501	2	7.62	9.78	476.14	3.29
8	171	2	6.53	0.07	264.57	3.09
9	1535	2	7.62	13.06	535.13	2.96
10	4875	1	6.8	12	282.57	1.23
11	1476	2	7.62	28.04	406.53	3.56
12	8063	1	6.2	5.55	187	3.15
13	179	2	6.53	7.05	208.91	3.01
14	5801	2	6.9	36.87	325.79	3.49
15	1244	1	7.62	9.94	258.89	3.01
16	4856	1	6.8	11.09	294.38	3.60
17	4875	2	6.8	12	282.57	2.44
18	4896	2	6.8	10.97	201	2.75
19	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.70
20	5786	2	6.9	34.52	300.21	2.99
21	8123	2	6.2	5.13	141	3.50
22	181	2	6.53	1.35	203.22	2.06
23	1176	1	7.51	4.83	297	3.13
24	5665	2	6.9	30.39	146.72	3.31
25	5664	1	6.9	13.47	361.24	3.31
26	6906	2	7	1.22	344.02	3.39
27	982	1	6.69	5.43	373.07	2.93
28	182	2	6.53	0.56	210.51	2.66
29	180	2	6.53	3.95	205.63	2.66
30	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.66
31	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.66
32	779	1	6.93	3.88	594.83	2.66
33	879	1	7.28	2.19	1369	2.88
34	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.88
35	143	2	7.35	2.05	766.77	2.88
36	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.14
37	1244	2	7.62	9.94	258.89	3.01
38	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.60
39	1045	1	6.69	5.48	285.93	3.60
40	8066	2	6.2	4.85	194	3.60

Tabla A.43: Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 7 - $Sa(T_1) = 1.1130 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1537	1	7.62	22.12	237.53	3.45
2	1529	1	7.62	1.49	714.27	4.10
3	1540	1	7.62	21.76	215.34	4.10
4	1084	1	6.69	5.35	251.24	3.26
5	1542	2	7.62	25.42	198.58	4.47
6	1176	2	7.51	4.83	297	3.74
7	1501	2	7.62	9.78	476.14	3.95
8	171	2	6.53	0.07	264.57	3.71
9	1535	2	7.62	13.06	535.13	3.56
10	4875	1	6.8	12	282.57	1.47
11	1476	2	7.62	28.04	406.53	4.28
12	8063	1	6.2	5.55	187	3.78
13	179	2	6.53	7.05	208.91	3.62
14	5801	2	6.9	36.87	325.79	4.19
15	1244	1	7.62	9.94	258.89	3.62
16	4856	1	6.8	11.09	294.38	4.32
17	4875	2	6.8	12	282.57	2.93
18	4896	2	6.8	10.97	201	3.30
19	5264	1	6.8	10.78	198.26	3.24
20	5786	2	6.9	34.52	300.21	3.59
21	8123	2	6.2	5.13	141	4.20
22	181	2	6.53	1.35	203.22	2.48
23	1176	1	7.51	4.83	297	3.75
24	5665	2	6.9	30.39	146.72	3.98
25	5664	1	6.9	13.47	361.24	3.98
26	6906	2	7	1.22	344.02	4.07
27	982	1	6.69	5.43	373.07	3.51
28	182	2	6.53	0.56	210.51	3.20
29	180	2	6.53	3.95	205.63	3.20
30	1503	1	7.62	0.57	305.85	3.20
31	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.20
32	779	1	6.93	3.88	594.83	3.20
33	879	1	7.28	2.19	1369	3.45
34	1492	1	7.62	0.66	579.1	3.45
35	143	2	7.35	2.05	766.77	3.45
36	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.57
37	1244	2	7.62	9.94	258.89	3.62
38	2114	1	7.9	2.74	329.4	4.32
39	1045	1	6.69	5.48	285.93	4.32
40	8066	2	6.2	4.85	194	4.32

Tabla A.44: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 8 - $Sa(T_1) = 1.2985 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1537	1	7.62	22.12	237.53	4.03
2	1529	1	7.62	1.49	714.27	4.78
3	1540	1	7.62	21.76	215.34	4.78
4	1084	1	6.69	5.35	251.24	3.80
5	1542	2	7.62	25.42	198.58	5.22
6	1176	2	7.51	4.83	297	4.36
7	1501	2	7.62	9.78	476.14	4.60
8	171	2	6.53	0.07	264.57	4.32
9	1535	2	7.62	13.06	535.13	4.15
10	4875	1	6.8	12	282.57	1.72
11	1476	2	7.62	28.04	406.53	4.99
12	8063	1	6.2	5.55	187	4.41
13	179	2	6.53	7.05	208.91	4.22
14	5801	2	6.9	36.87	325.79	4.88
15	1244	1	7.62	9.94	258.89	4.22
16	4856	1	6.8	11.09	294.38	5.04
17	4875	2	6.8	12	282.57	3.41
18	4896	2	6.8	10.97	201	3.85
19	5264	1	6.8	10.78	198.26	3.78
20	5786	2	6.9	34.52	300.21	4.18
21	8123	2	6.2	5.13	141	4.90
22	181	2	6.53	1.35	203.22	2.89
23	1176	1	7.51	4.83	297	4.38
24	5665	2	6.9	30.39	146.72	4.64
25	5664	1	6.9	13.47	361.24	4.64
26	6906	2	7	1.22	344.02	4.74
27	982	1	6.69	5.43	373.07	4.10
28	182	2	6.53	0.56	210.51	3.73
29	180	2	6.53	3.95	205.63	3.73
30	1503	1	7.62	0.57	305.85	3.73
31	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.73
32	779	1	6.93	3.88	594.83	3.73
33	879	1	7.28	2.19	1369	4.03
34	1492	1	7.62	0.66	579.1	4.03
35	143	2	7.35	2.05	766.77	4.03
36	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.99
37	1244	2	7.62	9.94	258.89	4.22
38	2114	1	7.9	2.74	329.4	5.04
39	1045	1	6.69	5.48	285.93	5.04
40	8066	2	6.2	4.85	194	5.04

Tabla A.45: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 20, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 9 - $Sa(T_1) = 1.4840$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	1537	1	7.62	22.12	237.53	4.60
2	1529	1	7.62	1.49	714.27	5.46
3	1540	1	7.62	21.76	215.34	5.46
4	1084	1	6.69	5.35	251.24	4.34
5	1542	2	7.62	25.42	198.58	5.96
6	1176	2	7.51	4.83	297	4.98
7	1501	2	7.62	9.78	476.14	5.26
8	171	2	6.53	0.07	264.57	4.94
9	1535	2	7.62	13.06	535.13	4.74
10	4875	1	6.8	12	282.57	1.96
11	1476	2	7.62	28.04	406.53	5.70
12	8063	1	6.2	5.55	187	5.04
13	179	2	6.53	7.05	208.91	4.82
14	5801	2	6.9	36.87	325.79	5.58
15	1244	1	7.62	9.94	258.89	4.82
16	4856	1	6.8	11.09	294.38	5.76
17	4875	2	6.8	12	282.57	3.90
18	4896	2	6.8	10.97	201	4.40
19	5264	1	6.8	10.78	198.26	4.32
20	5786	2	6.9	34.52	300.21	4.78
21	8123	2	6.2	5.13	141	5.60
22	181	2	6.53	1.35	203.22	3.30
23	1176	1	7.51	4.83	297	5.00
24	5665	2	6.9	30.39	146.72	5.30
25	5664	1	6.9	13.47	361.24	5.30
26	6906	2	7	1.22	344.02	5.42
27	982	1	6.69	5.43	373.07	4.68
28	182	2	6.53	0.56	210.51	4.26
29	180	2	6.53	3.95	205.63	4.26
30	1503	1	7.62	0.57	305.85	4.26
31	1510	1	7.62	0.89	573.02	4.26
32	779	1	6.93	3.88	594.83	4.26
33	879	1	7.28	2.19	1369	4.60
34	1492	1	7.62	0.66	579.1	4.60
35	143	2	7.35	2.05	766.77	4.60
36	1505	1	7.62	0.32	487.34	3.42
37	1244	2	7.62	9.94	258.89	4.82
38	2114	1	7.9	2.74	329.4	5.76
39	1045	1	6.69	5.48	285.93	5.76
40	8066	2	6.2	4.85	194	5.76

A.0.6. Registros utilizados en el edificio de 20 pisos, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Tabla A.46: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 1 - $S a_{avg}(T_1) = 0.0473$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	266	1	6.33	18.96	242.05	0.99
2	570	2	7.3	56.01	309.41	1.00
3	577	1	7.3	57.9	267.67	1.00
4	578	1	7.3	57.13	285.09	0.99
5	579	1	7.3	55.18	288.24	1.01
6	757	1	6.93	35.52	238.06	1.00
7	849	1	7.28	128.06	324.79	0.99
8	1202	1	7.62	12.65	573.04	0.99
9	1213	1	7.62	54.3	225.77	0.99
10	1226	2	7.62	78.74	202.95	0.99
11	1317	1	7.62	84.12	199.48	0.99
12	1332	2	7.62	85.68	209.36	1.01
13	1356	2	7.62	98.16	215.36	0.99
14	1415	2	7.62	101.33	226.38	1.01
15	1429	2	7.62	110.9	363.56	0.99
16	1825	1	7.13	105.2	296.97	1.01
17	2700	1	6.2	29.23	277.5	1.00
18	2704	1	6.2	25.79	544.74	0.99
19	2711	1	6.2	46.82	201.21	1.01
20	2884	2	6.2	38.73	212.72	1.01
21	3664	2	7.3	56.02	314.88	1.00
22	3665	2	7.3	55.91	314.88	1.00
23	3666	2	7.3	55.84	309.41	1.00
24	3670	2	7.3	56.15	309.41	0.99
25	3670	1	7.3	56.15	309.41	0.99
26	3671	1	7.3	56.2	275.82	0.99
27	3671	2	7.3	56.2	275.82	0.99
28	3954	2	6.61	15.59	967.27	0.99
29	3966	1	6.61	8.83	420.2	1.00
30	4208	2	6.63	25.84	198.26	0.99
31	4706	1	7.9	642.86	242.05	1.00
32	4710	1	7.9	607.59	229.25	0.99
33	4781	2	7.9	27.23	430.47	0.99
34	4806	1	7.9	16.96	417.58	1.00
35	4820	1	7.9	18.15	511.16	0.99
36	4859	2	6.8	20.33	274.23	0.99
37	4860	1	6.8	23.18	278.12	1.01
38	4861	1	6.8	19.89	319	0.99
39	4865	2	6.8	13.75	561.59	1.01
40	5782	2	6.9	47.02	291.76	1.00

Tabla A.47: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 2 - $S a_{avg}(T_1) = 0.0941$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$V s_{30}$ [m/s]	Escala
1	721	1	6.54	18.2	192.05	0.97
2	729	1	6.54	23.85	179	0.99
3	776	2	6.93	27.93	282.14	1.03
4	777	1	6.93	27.6	198.77	0.98
5	806	2	6.93	24.23	267.71	1.02
6	828	2	7.01	8.18	422.17	0.98
7	1101	1	6.9	11.34	256	0.99
8	1158	2	7.51	15.37	281.86	1.03
9	1182	2	7.62	9.76	438.19	1.01
10	1195	2	7.62	29.52	226.01	0.98
11	1203	1	7.62	16.04	233.14	1.00
12	1240	2	7.62	37.1	221.92	1.04
13	1463	1	7.62	86.57	517.33	0.98
14	1466	1	7.62	85.09	441.58	0.99
15	1487	1	7.62	35	520.37	1.00
16	1489	1	7.62	3.76	487.27	0.97
17	1496	1	7.62	10.48	403.2	1.04
18	1508	1	7.62	7.08	468.14	1.01
19	1516	1	7.62	80.32	354.63	1.00
20	1517	2	7.62	11.48	665.2	0.99
21	1519	1	7.62	6.98	538.69	1.03
22	1519	2	7.62	6.98	538.69	0.96
23	1551	2	7.62	9.78	652.85	1.00
24	1553	1	7.62	24.19	223.04	0.99
25	1629	2	7.54	80	336.98	0.96
26	3548	2	6.93	5.02	1070.34	0.99
27	4716	1	7.9	30.49	418.21	1.03
28	4744	2	7.9	1.56	379.28	1.01
29	4895	1	6.8	10.97	265.5	1.03
30	5656	1	6.9	5.18	486.41	1.01
31	5665	1	6.9	30.39	146.72	0.99
32	5985	2	7.2	23.42	202.26	0.98
33	5991	1	7.2	20.05	202.85	0.98
34	6897	2	7	8.46	295.74	1.04
35	6969	1	7	20.86	247.5	1.03
36	8064	1	6.2	3.26	198	1.01
37	8064	2	6.2	3.26	198	0.97
38	8066	1	6.2	4.85	194	1.04
39	8123	1	6.2	5.13	141	1.01
40	8160	2	7.2	35.46	208.91	1.00

Tabla A.48: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 3 - $S a_{avg}(T_1) = 0.1410$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	171	2	6.53	0.07	264.57	1.06
2	803	2	6.93	9.31	347.9	1.07
3	982	1	6.69	5.43	373.07	0.96
4	1085	1	6.69	5.19	370.52	1.06
5	1114	1	6.9	3.31	198	0.96
6	1120	1	6.9	1.47	256	1.04
7	1158	1	7.51	15.37	281.86	1.01
8	1194	1	7.62	19.07	277.5	1.01
9	1195	1	7.62	29.52	226.01	1.06
10	1231	2	7.62	2.69	496.21	1.06
11	1238	2	7.62	22.69	253.72	0.98
12	1477	2	7.62	30.17	489.22	1.05
13	1480	1	7.62	19.83	478.07	1.01
14	1482	2	7.62	19.89	540.66	0.97
15	1488	2	7.62	13.53	551.21	1.06
16	1495	2	7.62	6.34	359.13	1.05
17	1498	1	7.62	17.11	272.67	0.94
18	1517	1	7.62	11.48	665.2	1.06
19	1527	2	7.62	11.37	535.13	1.05
20	1528	1	7.62	2.11	389.41	1.06
21	1540	1	7.62	21.76	215.34	1.06
22	1542	2	7.62	25.42	198.58	1.04
23	4816	1	7.9	6.62	551.3	0.97
24	4856	2	6.8	11.09	294.38	0.99
25	5664	1	6.9	13.47	361.24	0.95
26	5825	1	7.2	10.92	242.05	1.05
27	5832	2	7.2	26.55	242.05	0.95
28	5837	2	7.2	20.08	229.25	1.05
29	5991	2	7.2	20.05	202.85	1.06
30	6886	2	7	14.48	280.26	1.02
31	6887	2	7	18.05	187	0.99
32	6888	1	7	19.89	198	0.95
33	6953	2	7	24.55	206	1.07
34	6966	2	7	22.33	207	1.02
35	6969	2	7	20.86	247.5	0.96
36	8119	2	6.2	1.98	206	0.96
37	8119	1	6.2	1.98	206	1.05
38	8123	2	6.2	5.13	141	1.03
39	8161	1	7.2	11.26	196.88	1.04
40	8606	1	7.2	11.44	242	1.07

Tabla A.49: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 4 - $S a_{avg}(T_1) = 0.2433$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	0.84
2	143	1	7.35	2.05	766.77	1.36
3	179	2	6.53	7.05	208.91	1.33
4	180	2	6.53	3.95	205.63	1.26
5	181	2	6.53	1.35	203.22	1.15
6	182	2	6.53	0.56	210.51	1.39
7	723	1	6.54	0.95	348.69	1.32
8	879	1	7.28	2.19	1369	1.07
9	1045	1	6.69	5.48	285.93	1.45
10	1176	1	7.51	4.83	297	1.29
11	1180	1	7.62	24.96	235.13	1.39
12	1244	2	7.62	9.94	258.89	0.90
13	1246	1	7.62	18.02	223.24	1.13
14	1246	2	7.62	18.02	223.24	1.45
15	1482	1	7.62	19.89	540.66	1.46
16	1492	2	7.62	0.66	579.1	0.81
17	1501	2	7.62	9.78	476.14	1.31
18	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.02
19	1503	1	7.62	0.57	305.85	0.78
20	1506	2	7.62	19	401.26	1.42
21	1510	1	7.62	0.89	573.02	1.22
22	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.09
23	1529	2	7.62	1.49	714.27	1.34
24	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.25
25	2114	1	7.9	2.74	329.4	1.35
26	4816	2	7.9	6.62	551.3	1.20
27	4875	1	6.8	12	282.57	0.79
28	4875	2	6.8	12	282.57	1.43
29	4894	2	6.8	10.97	329	1.42
30	4896	2	6.8	10.97	201	1.28
31	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.22
32	6906	1	7	1.22	344.02	0.94
33	6906	2	7	1.22	344.02	1.42
34	6911	1	7	7.29	326.01	1.18
35	6927	1	7	7.11	263.2	1.23
36	6952	2	7	18.73	263.2	1.36
37	6962	1	7	1.54	295.74	1.06
38	6975	1	7	6.11	249.28	1.15
39	8161	2	7.2	11.26	196.88	1.16
40	8606	2	7.2	11.44	242	1.29

Tabla A.50: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 5 - $S a_{avg}(T_1) = 0.3665$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.27
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.05
3	179	2	6.53	7.05	208.91	2.01
4	180	2	6.53	3.95	205.63	1.89
5	181	2	6.53	1.35	203.22	1.73
6	182	2	6.53	0.56	210.51	2.10
7	723	1	6.54	0.95	348.69	1.99
8	879	1	7.28	2.19	1369	1.61
9	1176	1	7.51	4.83	297	1.95
10	1180	1	7.62	24.96	235.13	2.09
11	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.36
12	1246	1	7.62	18.02	223.24	1.70
13	1492	1	7.62	0.66	579.1	0.99
14	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.22
15	1501	2	7.62	9.78	476.14	1.97
16	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.17
17	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.54
18	1505	2	7.62	0.32	487.34	0.94
19	1505	1	7.62	0.32	487.34	0.94
20	1506	2	7.62	19	401.26	2.14
21	1510	1	7.62	0.89	573.02	1.83
22	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.64
23	1529	2	7.62	1.49	714.27	2.01
24	1605	2	7.14	6.58	281.86	1.88
25	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.04
26	4816	2	7.9	6.62	551.3	1.81
27	4875	1	6.8	12	282.57	1.19
28	4875	2	6.8	12	282.57	2.16
29	4894	2	6.8	10.97	329	2.15
30	4896	2	6.8	10.97	201	1.93
31	5264	1	6.8	10.78	198.26	1.84
32	6906	1	7	1.22	344.02	1.41
33	6906	2	7	1.22	344.02	2.13
34	6911	1	7	7.29	326.01	1.78
35	6927	1	7	7.11	263.2	1.86
36	6952	2	7	18.73	263.2	2.05
37	6962	1	7	1.54	295.74	1.59
38	6975	1	7	6.11	249.28	1.73
39	8161	2	7.2	11.26	196.88	1.74
40	8606	2	7.2	11.44	242	1.94

Tabla A.51: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 6 - $S a_{avg}(T_1) = 0.4581$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.59
2	143	1	7.35	2.05	766.77	2.56
3	179	2	6.53	7.05	208.91	2.51
4	180	2	6.53	3.95	205.63	2.37
5	181	2	6.53	1.35	203.22	2.17
6	182	2	6.53	0.56	210.51	2.63
7	723	1	6.54	0.95	348.69	2.49
8	879	1	7.28	2.19	1369	2.01
9	1176	1	7.51	4.83	297	2.44
10	1180	1	7.62	24.96	235.13	2.61
11	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.70
12	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.12
13	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.24
14	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.52
15	1501	2	7.62	9.78	476.14	2.47
16	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.46
17	1503	2	7.62	0.57	305.85	1.93
18	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.17
19	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.18
20	1506	2	7.62	19	401.26	2.67
21	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.29
22	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.05
23	1529	2	7.62	1.49	714.27	2.52
24	1605	2	7.14	6.58	281.86	2.35
25	2114	1	7.9	2.74	329.4	2.55
26	4816	2	7.9	6.62	551.3	2.26
27	4875	1	6.8	12	282.57	1.49
28	4875	2	6.8	12	282.57	2.70
29	4894	2	6.8	10.97	329	2.68
30	4896	2	6.8	10.97	201	2.41
31	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.30
32	6906	1	7	1.22	344.02	1.77
33	6906	2	7	1.22	344.02	2.67
34	6911	1	7	7.29	326.01	2.23
35	6927	1	7	7.11	263.2	2.32
36	6952	2	7	18.73	263.2	2.56
37	6962	1	7	1.54	295.74	1.99
38	6975	1	7	6.11	249.28	2.16
39	8161	2	7.2	11.26	196.88	2.18
40	8606	2	7.2	11.44	242	2.43

Tabla A.52: Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 7 - $S a_{avg}(T_1) = 0.5497$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	1.91
2	143	1	7.35	2.05	766.77	3.07
3	179	2	6.53	7.05	208.91	3.01
4	180	2	6.53	3.95	205.63	2.84
5	181	2	6.53	1.35	203.22	2.60
6	182	2	6.53	0.56	210.51	3.15
7	723	1	6.54	0.95	348.69	2.99
8	879	1	7.28	2.19	1369	2.41
9	1176	1	7.51	4.83	297	2.92
10	1180	1	7.62	24.96	235.13	3.13
11	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.04
12	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.55
13	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.48
14	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.83
15	1501	2	7.62	9.78	476.14	2.96
16	1503	1	7.62	0.57	305.85	1.75
17	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.31
18	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.41
19	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.42
20	1506	2	7.62	19	401.26	3.20
21	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.75
22	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.46
23	1529	2	7.62	1.49	714.27	3.02
24	1605	2	7.14	6.58	281.86	2.82
25	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.06
26	4816	2	7.9	6.62	551.3	2.72
27	4875	1	6.8	12	282.57	1.78
28	4875	2	6.8	12	282.57	3.24
29	4894	2	6.8	10.97	329	3.22
30	4896	2	6.8	10.97	201	2.90
31	5264	1	6.8	10.78	198.26	2.76
32	6906	1	7	1.22	344.02	2.12
33	6906	2	7	1.22	344.02	3.20
34	6911	1	7	7.29	326.01	2.68
35	6927	1	7	7.11	263.2	2.79
36	6952	2	7	18.73	263.2	3.08
37	6962	1	7	1.54	295.74	2.38
38	6975	1	7	6.11	249.28	2.59
39	8161	2	7.2	11.26	196.88	2.62
40	8606	2	7.2	11.44	242	2.91

Tabla A.53: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 8 - $S a_{avg}(T_1) = 0.6413$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.23
2	143	1	7.35	2.05	766.77	3.59
3	179	2	6.53	7.05	208.91	3.52
4	180	2	6.53	3.95	205.63	3.31
5	181	2	6.53	1.35	203.22	3.03
6	182	2	6.53	0.56	210.51	3.68
7	723	1	6.54	0.95	348.69	3.48
8	879	1	7.28	2.19	1369	2.81
9	1176	1	7.51	4.83	297	3.41
10	1180	1	7.62	24.96	235.13	3.65
11	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.38
12	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.97
13	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.73
14	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.13
15	1501	2	7.62	9.78	476.14	3.45
16	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.05
17	1503	2	7.62	0.57	305.85	2.70
18	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.64
19	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.65
20	1506	2	7.62	19	401.26	3.74
21	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.21
22	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.87
23	1529	2	7.62	1.49	714.27	3.52
24	1605	2	7.14	6.58	281.86	3.29
25	2114	1	7.9	2.74	329.4	3.57
26	4816	2	7.9	6.62	551.3	3.17
27	4875	1	6.8	12	282.57	2.08
28	4875	2	6.8	12	282.57	3.78
29	4894	2	6.8	10.97	329	3.76
30	4896	2	6.8	10.97	201	3.38
31	5264	1	6.8	10.78	198.26	3.22
32	6906	1	7	1.22	344.02	2.48
33	6906	2	7	1.22	344.02	3.73
34	6911	1	7	7.29	326.01	3.12
35	6927	1	7	7.11	263.2	3.25
36	6952	2	7	18.73	263.2	3.59
37	6962	1	7	1.54	295.74	2.78
38	6975	1	7	6.11	249.28	3.02
39	8161	2	7.2	11.26	196.88	3.05
40	8606	2	7.2	11.44	242	3.40

Tabla A.54: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 20, con $IM = S a_{avg}(T_1)$

Franja 9 - $S a_{avg}(T_1) = 0.7329$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	143	2	7.35	2.05	766.77	2.54
2	143	1	7.35	2.05	766.77	4.10
3	179	2	6.53	7.05	208.91	4.02
4	180	2	6.53	3.95	205.63	3.79
5	181	2	6.53	1.35	203.22	3.47
6	182	2	6.53	0.56	210.51	4.20
7	723	1	6.54	0.95	348.69	3.98
8	879	1	7.28	2.19	1369	3.22
9	1176	1	7.51	4.83	297	3.90
10	1180	1	7.62	24.96	235.13	4.18
11	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.71
12	1246	1	7.62	18.02	223.24	3.39
13	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.98
14	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.44
15	1501	2	7.62	9.78	476.14	3.95
16	1503	1	7.62	0.57	305.85	2.34
17	1503	2	7.62	0.57	305.85	3.08
18	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.88
19	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.89
20	1506	2	7.62	19	401.26	4.27
21	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.67
22	1529	1	7.62	1.49	714.27	3.28
23	1529	2	7.62	1.49	714.27	4.03
24	1605	2	7.14	6.58	281.86	3.76
25	2114	1	7.9	2.74	329.4	4.08
26	4816	2	7.9	6.62	551.3	3.62
27	4875	1	6.8	12	282.57	2.38
28	4875	2	6.8	12	282.57	4.31
29	4894	2	6.8	10.97	329	4.29
30	4896	2	6.8	10.97	201	3.86
31	5264	1	6.8	10.78	198.26	3.68
32	6906	1	7	1.22	344.02	2.83
33	6906	2	7	1.22	344.02	4.27
34	6911	1	7	7.29	326.01	3.57
35	6927	1	7	7.11	263.2	3.71
36	6952	2	7	18.73	263.2	4.10
37	6962	1	7	1.54	295.74	3.18
38	6975	1	7	6.11	249.28	3.45
39	8161	2	7.2	11.26	196.88	3.49
40	8606	2	7.2	11.44	242	3.88

A.0.7. Registros utilizados en el edificio de 50 pisos, con $IM = Sa(T_1)$

Tabla A.55: Registros utilizados en la Franja 1 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 1 - $Sa(T_1) = 0.0202$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	6928	2	7	25.67	649.67	0.61
2	6928	2	7	25.67	649.67	0.61
3	1626	1	7.68	34.61	649.67	1.95
4	5985	2	7.2	23.42	202.26	0.30
5	6948	1	7	30.63	481.62	2.84
6	3760	1	7.28	45.48	430.36	0.92
7	4798	2	7.9	0.05	376.1	0.92
8	3943	2	6.61	9.12	616.55	1.10
9	1377	2	7.62	40.49	665.2	3.00
10	1487	2	7.62	35	520.37	0.65
11	3509	2	6.3	33.63	652.85	1.77
12	4744	1	7.9	1.56	379.28	1.77
13	4742	1	7.9	21.85	429.97	1.77
14	4881	1	6.8	20.77	294.38	1.79
15	172	1	6.53	21.68	237.33	1.29
16	5829	2	7.2	13.71	242.05	0.67
17	1549	1	7.62	1.83	511.18	0.26
18	4783	1	7.9	11.44	322.81	0.26
19	5817	1	6.9	37.73	284.45	1.90
20	4840	1	6.8	29.45	334.01	1.60
21	4842	2	6.8	22.74	655.45	1.26
22	1508	2	7.62	7.08	468.14	0.41
23	1521	2	7.62	9	671.52	0.76
24	3495	1	6.3	37.92	535.13	2.38
25	6890	2	7	17.64	204	1.14
26	1626	2	7.68	34.61	649.67	1.37
27	4229	1	6.63	10.72	564.25	1.77
28	1270	1	7.62	44.54	626.43	1.99
29	1612	1	7.14	4.17	551.3	0.84
30	1528	1	7.62	2.11	389.41	0.20
31	1210	1	7.62	44.76	538.93	1.59
32	729	2	6.54	23.85	179	0.31
33	4229	2	6.63	10.72	564.25	1.51
34	786	2	6.93	30.81	209.87	0.68
35	1377	1	7.62	40.49	665.2	2.34
36	1148	1	7.51	13.49	523	1.03
37	1206	2	7.62	28.17	665.2	1.23
38	1499	1	7.62	8.51	375.42	0.57
39	848	1	7.28	19.74	352.98	0.48
40	1106	2	6.9	0.96	312	0.73

Tabla A.56: Registros utilizados en la Franja 2 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 2 - $Sa(T_1) = 0.0618$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	6975	1	7	6.11	249.28	0.19
2	1787	1	7.13	11.66	726	2.00
3	2710	1	6.2	30.85	233.14	1.16
4	4816	2	7.9	6.62	551.3	1.16
5	6960	2	7	13.64	293	0.54
6	1478	2	7.62	40.88	423.4	1.26
7	1515	1	7.62	5.16	472.81	0.61
8	1521	2	7.62	9	671.52	2.34
9	8164	2	7.14	2.65	690	1.31
10	5988	2	7.2	30.63	196	0.96
11	5829	1	7.2	13.71	242.05	0.93
12	36	2	6.63	45.66	213.44	2.74
13	6928	2	7	25.67	649.67	1.89
14	1524	1	7.62	45.18	446.63	0.79
15	1490	1	7.62	9.49	542.41	1.24
16	2114	1	7.9	2.74	329.4	0.89
17	161	1	6.53	10.42	208.71	1.63
18	1495	2	7.62	6.34	359.13	0.79
19	5831	1	7.2	17.32	242.05	0.65
20	1161	1	7.51	10.92	792	0.74
21	1551	1	7.62	9.78	652.85	1.34
22	1489	2	7.62	3.76	487.27	0.52
23	1485	1	7.62	26	704.64	0.85
24	778	1	6.93	24.82	215.54	1.23
25	1613	1	7.14	25.88	782	2.34
26	1148	2	7.51	13.49	523	0.83
27	728	1	6.54	13.03	193.67	1.10
28	1545	2	7.62	7.4	459.34	0.66
29	4787	1	7.9	22.63	475.59	0.66
30	1538	2	7.62	27.48	190.54	1.09
31	740	1	6.93	20.26	488.77	2.48
32	5972	1	7.2	41.48	208.71	1.68
33	4783	1	7.9	11.44	322.81	1.68
34	5991	1	7.2	20.05	202.85	0.96
35	5990	2	7.2	27.91	210.51	1.00
36	2897	2	6.2	33.57	652.85	2.79
37	1494	2	7.62	5.28	460.69	0.66
38	6896	1	7	32.91	280.26	2.01
39	15	2	7.36	38.89	385.43	2.75
40	2626	1	6.2	19.65	573.02	2.46

Tabla A.57: Registros utilizados en la Franja 3 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 3 - $Sa(T_1) = 0.1035 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$Vs_{30}[m/s]$	Escala
1	1013	1	6.69	5.92	628.99	2.86
2	6975	2	7	6.11	249.28	0.80
3	4783	1	7.9	11.44	322.81	0.80
4	5832	2	7.2	26.55	242.05	0.69
5	1476	1	7.62	28.04	406.53	1.15
6	4816	2	7.9	6.62	551.3	1.15
7	1490	1	7.62	9.49	542.41	2.08
8	6923	1	7	30.53	255	0.96
9	2650	2	6.2	22.13	493.09	2.43
10	1196	2	7.62	41.99	210.01	2.94
11	5831	2	7.2	17.32	242.05	1.47
12	1619	2	7.14	34.3	535.24	2.79
13	1240	1	7.62	37.1	221.92	1.19
14	5859	2	7.2	42.61	193.67	1.41
15	1515	2	7.62	5.16	472.81	1.50
16	1492	1	7.62	0.66	579.1	0.39
17	1489	2	7.62	3.76	487.27	0.87
18	6886	2	7	14.48	280.26	0.57
19	1545	2	7.62	7.4	459.34	1.11
20	1489	1	7.62	3.76	487.27	1.71
21	5972	1	7.2	41.48	208.71	2.81
22	1233	2	7.62	36.09	193.69	1.86
23	179	2	6.53	7.05	208.91	0.95
24	6975	1	7	6.11	249.28	0.32
25	4716	1	7.9	30.49	418.21	0.32
26	1495	2	7.62	6.34	359.13	1.32
27	2710	1	6.2	30.85	233.14	1.94
28	1529	2	7.62	1.49	714.27	0.91
29	1494	1	7.62	5.28	460.69	1.26
30	1510	2	7.62	0.89	573.02	1.21
31	1148	2	7.51	13.49	523	1.39
32	1528	1	7.62	2.11	389.41	1.05
33	1553	2	7.62	24.19	223.04	1.10
34	6962	1	7	1.54	295.74	0.52
35	6	2	6.95	6.09	213.44	2.96
36	1497	1	7.62	11.83	555.23	2.15
37	5992	1	7.2	16.21	196.25	1.15
38	1554	1	7.62	35.32	240.43	1.57
39	8161	1	7.2	11.26	196.88	0.89
40	1477	2	7.62	30.17	489.22	1.13

Tabla A.58: Registros utilizados en la Franja 4 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 4 - $Sa(T_1) = 0.2344$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	Vs_{30} [m/s]	Escala
1	6906	2	7	1.22	344.02	2.91
2	1239	1	7.62	49.82	190.49	2.80
3	1539	1	7.62	31.05	230.3	2.52
4	1543	2	7.62	26.82	236.19	1.79
5	1548	1	7.62	13.13	599.64	1.43
6	6886	1	7	14.48	280.26	1.77
7	1180	2	7.62	24.96	235.13	1.44
8	1505	2	7.62	0.32	487.34	0.61
9	1246	1	7.62	18.02	223.24	1.11
10	1477	1	7.62	30.17	489.22	2.15
11	6975	2	7	6.11	249.28	1.78
12	1195	2	7.62	29.52	226.01	2.38
13	6886	2	7	14.48	280.26	1.27
14	1540	1	7.62	21.76	215.34	1.85
15	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.13
16	1483	2	7.62	22.06	362.03	1.81
17	1538	1	7.62	27.48	190.54	2.36
18	6975	1	7	6.11	249.28	0.72
19	5814	2	6.9	31.08	248.19	2.78
20	1476	2	7.62	28.04	406.53	1.77
21	1240	1	7.62	37.1	221.92	2.67
22	1502	1	7.62	16.59	645.72	1.86
23	1544	1	7.62	37.93	221.7	2.57
24	1180	1	7.62	24.96	235.13	0.96
25	1526	1	7.62	47.67	346.56	2.15
26	1529	1	7.62	1.49	714.27	1.71
27	1499	2	7.62	8.51	375.42	2.27
28	1502	2	7.62	16.59	645.72	1.15
29	6965	2	7	24.34	263.2	2.83
30	1501	2	7.62	9.78	476.14	1.66
31	1531	2	7.62	12.87	410.45	1.69
32	4716	1	7.9	30.49	418.21	1.69
33	1524	1	7.62	45.18	446.63	2.97
34	5832	2	7.2	26.55	242.05	1.54
35	1195	1	7.62	29.52	226.01	2.15
36	1545	1	7.62	7.4	459.34	2.74
37	1480	2	7.62	19.83	478.07	1.72
38	1238	1	7.62	22.69	253.72	2.40
39	1482	1	7.62	19.89	540.66	1.43
40	1553	1	7.62	24.19	223.04	2.83

Tabla A.59: Registros utilizados en la Franja 5 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 5 - $Sa(T_1) = 0.3829$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	1543	2	7.62	26.82	236.19	2.93
2	1180	2	7.62	24.96	235.13	2.36
3	6886	2	7	14.48	280.26	2.08
4	6962	1	7	1.54	295.74	1.90
5	1180	1	7.62	24.96	235.13	1.57
6	1246	1	7.62	18.02	223.24	1.82
7	6975	1	7	6.11	249.28	1.18
8	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.42
9	1502	2	7.62	16.59	645.72	1.88
10	1531	2	7.62	12.87	410.45	2.77
11	1483	2	7.62	22.06	362.03	2.96
12	1203	2	7.62	16.04	233.14	2.92
13	1548	1	7.62	13.13	599.64	2.34
14	1501	2	7.62	9.78	476.14	2.71
15	1480	2	7.62	19.83	478.07	2.81
16	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.00
17	1530	1	7.62	6.08	494.1	2.79
18	1542	1	7.62	25.42	198.58	2.95
19	6897	1	7	8.46	295.74	1.97
20	1476	2	7.62	28.04	406.53	2.89
21	1482	1	7.62	19.89	540.66	2.34
22	6975	2	7	6.11	249.28	2.91
23	6952	2	7	18.73	263.2	2.66
24	1501	1	7.62	9.78	476.14	2.84
25	1498	1	7.62	17.11	272.67	2.61
26	1498	2	7.62	17.11	272.67	2.78
27	8161	2	7.2	11.26	196.88	1.42
28	6969	2	7	20.86	247.5	2.76
29	5832	2	7.2	26.55	242.05	2.52
30	1244	2	7.62	9.94	258.89	1.80
31	6886	1	7	14.48	280.26	2.89
32	8606	2	7.2	11.44	242	2.35
33	5975	2	7.2	20.46	231.23	2.48
34	1529	1	7.62	1.49	714.27	2.79
35	1510	1	7.62	0.89	573.02	2.72
36	1492	2	7.62	0.66	579.1	1.85
37	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.49
38	6927	1	7	7.11	263.2	2.36
39	1605	1	7.14	6.58	281.86	2.96
40	4875	1	6.8	12	282.57	2.74

Tabla A.60: Registros utilizados en la Franja 6 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 6 - $Sa(T_1) = 0.4786 [g]$						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	$V_{s30}[m/s]$	Escala
1	1543	2	7.62	26.82	236.19	3.66
2	1180	2	7.62	24.96	235.13	2.95
3	6886	2	7	14.48	280.26	2.60
4	6962	1	7	1.54	295.74	2.38
5	1180	1	7.62	24.96	235.13	1.96
6	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.28
7	6975	1	7	6.11	249.28	1.48
8	1492	1	7.62	0.66	579.1	1.78
9	1502	2	7.62	16.59	645.72	2.35
10	1531	2	7.62	12.87	410.45	3.46
11	1483	2	7.62	22.06	362.03	3.70
12	1203	2	7.62	16.04	233.14	3.65
13	1548	1	7.62	13.13	599.64	2.93
14	1501	2	7.62	9.78	476.14	3.39
15	1480	2	7.62	19.83	478.07	3.51
16	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.25
17	1530	1	7.62	6.08	494.1	3.49
18	1542	1	7.62	25.42	198.58	3.69
19	6897	1	7	8.46	295.74	2.46
20	1476	2	7.62	28.04	406.53	3.61
21	1482	1	7.62	19.89	540.66	2.93
22	6975	2	7	6.11	249.28	3.64
23	6952	2	7	18.73	263.2	3.33
24	1501	1	7.62	9.78	476.14	3.55
25	1498	1	7.62	17.11	272.67	3.26
26	1498	2	7.62	17.11	272.67	3.48
27	8161	2	7.2	11.26	196.88	1.78
28	6969	2	7	20.86	247.5	3.45
29	5832	2	7.2	26.55	242.05	3.15
30	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.25
31	6886	1	7	14.48	280.26	3.61
32	8606	2	7.2	11.44	242	2.94
33	5975	2	7.2	20.46	231.23	3.10
34	1529	1	7.62	1.49	714.27	3.49
35	1510	1	7.62	0.89	573.02	3.40
36	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.31
37	1505	1	7.62	0.32	487.34	1.86
38	6927	1	7	7.11	263.2	2.95
39	1605	1	7.14	6.58	281.86	3.70
40	4875	1	6.8	12	282.57	3.43

Tabla A.61: Registros utilizados en la Franja 7 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 7 - $Sa(T_1) = 0.5743$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	1543	2	7.62	26.82	236.19	4.40
2	1180	2	7.62	24.96	235.13	3.54
3	6886	2	7	14.48	280.26	3.12
4	6962	1	7	1.54	295.74	2.85
5	1180	1	7.62	24.96	235.13	2.36
6	1246	1	7.62	18.02	223.24	2.73
7	6975	1	7	6.11	249.28	1.77
8	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.13
9	1502	2	7.62	16.59	645.72	2.82
10	1531	2	7.62	12.87	410.45	4.16
11	1483	2	7.62	22.06	362.03	4.44
12	1203	2	7.62	16.04	233.14	4.38
13	1548	1	7.62	13.13	599.64	3.51
14	1501	2	7.62	9.78	476.14	4.07
15	1480	2	7.62	19.83	478.07	4.22
16	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.50
17	1530	1	7.62	6.08	494.1	4.19
18	1542	1	7.62	25.42	198.58	4.43
19	6897	1	7	8.46	295.74	2.96
20	1476	2	7.62	28.04	406.53	4.34
21	1482	1	7.62	19.89	540.66	3.51
22	6975	2	7	6.11	249.28	4.37
23	6952	2	7	18.73	263.2	3.99
24	1501	1	7.62	9.78	476.14	4.26
25	1498	1	7.62	17.11	272.67	3.92
26	1498	2	7.62	17.11	272.67	4.17
27	8161	2	7.2	11.26	196.88	2.13
28	6969	2	7	20.86	247.5	4.14
29	5832	2	7.2	26.55	242.05	3.78
30	1244	2	7.62	9.94	258.89	2.70
31	6886	1	7	14.48	280.26	4.34
32	8606	2	7.2	11.44	242	3.53
33	5975	2	7.2	20.46	231.23	3.72
34	1529	1	7.62	1.49	714.27	4.19
35	1510	1	7.62	0.89	573.02	4.08
36	1492	2	7.62	0.66	579.1	2.78
37	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.24
38	6927	1	7	7.11	263.2	3.54
39	1605	1	7.14	6.58	281.86	4.44
40	4875	1	6.8	12	282.57	4.11

Tabla A.62: Registros utilizados en la Franja 8 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 8 - $Sa(T_1) = 0.6700$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	1543	2	7.62	26.82	236.19	5.13
2	1180	2	7.62	24.96	235.13	4.13
3	6886	2	7	14.48	280.26	3.64
4	6962	1	7	1.54	295.74	3.33
5	1180	1	7.62	24.96	235.13	2.75
6	1246	1	7.62	18.02	223.24	3.19
7	6975	1	7	6.11	249.28	2.07
8	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.49
9	1502	2	7.62	16.59	645.72	3.29
10	1531	2	7.62	12.87	410.45	4.85
11	1483	2	7.62	22.06	362.03	5.18
12	1203	2	7.62	16.04	233.14	5.11
13	1548	1	7.62	13.13	599.64	4.10
14	1501	2	7.62	9.78	476.14	4.74
15	1480	2	7.62	19.83	478.07	4.92
16	1505	2	7.62	0.32	487.34	1.75
17	1530	1	7.62	6.08	494.1	4.88
18	1542	1	7.62	25.42	198.58	5.16
19	6897	1	7	8.46	295.74	3.45
20	1476	2	7.62	28.04	406.53	5.06
21	1482	1	7.62	19.89	540.66	4.10
22	6975	2	7	6.11	249.28	5.09
23	6952	2	7	18.73	263.2	4.66
24	1501	1	7.62	9.78	476.14	4.97
25	1498	1	7.62	17.11	272.67	4.57
26	1498	2	7.62	17.11	272.67	4.87
27	8161	2	7.2	11.26	196.88	2.49
28	6969	2	7	20.86	247.5	4.83
29	5832	2	7.2	26.55	242.05	4.41
30	1244	2	7.62	9.94	258.89	3.15
31	6886	1	7	14.48	280.26	5.06
32	8606	2	7.2	11.44	242	4.11
33	5975	2	7.2	20.46	231.23	4.34
34	1529	1	7.62	1.49	714.27	4.88
35	1510	1	7.62	0.89	573.02	4.76
36	1492	2	7.62	0.66	579.1	3.24
37	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.61
38	6927	1	7	7.11	263.2	4.13
39	1605	1	7.14	6.58	281.86	5.18
40	4875	1	6.8	12	282.57	4.80

Tabla A.63: Registros utilizados en la Franja 9 del edificio de 50, con $IM = Sa(T_1)$

Franja 9 - $Sa(T_1) = 0.7657$ [g]						
N° registro	Registro en base de datos	Componente	Magnitud	Distancia de ruptura [km]	V_{s30} [m/s]	Escala
1	1543	2	7.62	26.82	236.19	5.86
2	1180	2	7.62	24.96	235.13	4.72
3	6886	2	7	14.48	280.26	4.16
4	6962	1	7	1.54	295.74	3.80
5	1180	1	7.62	24.96	235.13	3.14
6	1246	1	7.62	18.02	223.24	3.64
7	6975	1	7	6.11	249.28	2.36
8	1492	1	7.62	0.66	579.1	2.84
9	1502	2	7.62	16.59	645.72	3.76
10	1531	2	7.62	12.87	410.45	5.54
11	1483	2	7.62	22.06	362.03	5.92
12	1203	2	7.62	16.04	233.14	5.84
13	1548	1	7.62	13.13	599.64	4.68
14	1501	2	7.62	9.78	476.14	5.42
15	1480	2	7.62	19.83	478.07	5.62
16	1505	2	7.62	0.32	487.34	2.00
17	1530	1	7.62	6.08	494.1	5.58
18	1542	1	7.62	25.42	198.58	5.90
19	6897	1	7	8.46	295.74	3.94
20	1476	2	7.62	28.04	406.53	5.78
21	1482	1	7.62	19.89	540.66	4.68
22	6975	2	7	6.11	249.28	5.82
23	6952	2	7	18.73	263.2	5.32
24	1501	1	7.62	9.78	476.14	5.68
25	1498	1	7.62	17.11	272.67	5.22
26	1498	2	7.62	17.11	272.67	5.56
27	8161	2	7.2	11.26	196.88	2.84
28	6969	2	7	20.86	247.5	5.52
29	5832	2	7.2	26.55	242.05	5.04
30	1244	2	7.62	9.94	258.89	3.60
31	6886	1	7	14.48	280.26	5.78
32	8606	2	7.2	11.44	242	4.70
33	5975	2	7.2	20.46	231.23	4.96
34	1529	1	7.62	1.49	714.27	5.58
35	1510	1	7.62	0.89	573.02	5.44
36	1492	2	7.62	0.66	579.1	3.70
37	1505	1	7.62	0.32	487.34	2.98
38	6927	1	7	7.11	263.2	4.72
39	1605	1	7.14	6.58	281.86	5.92
40	4875	1	6.8	12	282.57	5.48