

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

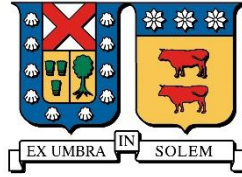
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

EFECTO DE LA DURACIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Camilo Andrés Flores Sepúlveda

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

2020



UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

EFFECTO DE LA DURACIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Tesis de Grado presentada por

Camilo Andrés Flores Sepúlveda

como requisito parcial para optar el grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Ramiro Bazález Gallardo

2020

TITULO DE LA TESIS:

EFFECTO DE LA DURACIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

AUTOR:

CAMILO ANDRÉS FLORES SEPÚLVEDA

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Dr. Ramiro Bazáez

Dr. Álvaro López

Dr. Pablo Heresi

Valparaíso, Chile, diciembre de 2020

RESUMEN

El efecto de la duración de los registros sísmicos en el colapso estructural ha sido objeto de estudio en las últimas décadas debido al daño observado después de sismos de gran magnitud y larga duración, como los terremotos del Maule, Chile 2010 y Tohoku, Japón 2011. Estudios analíticos previos que consideran modelos no lineales de marcos y columnas han encontrado un impacto negativo en la capacidad de colapso, y un incremento en la demanda de parámetros acumulativos. Sin embargo, la mayoría de estos estudios han sido realizados en sistemas estructurales distintos a muros de hormigón armado. De hecho, la literatura sobre el efecto de la duración en este sistema estructural es limitada.

Los terremotos en Chile suelen ser de larga duración y de gran magnitud debido principalmente a los sismos interplaca generados entre la placa de Nazca y la Sudamericana. Lo anterior, sumado a que el sistema estructural sismo-resistente de preferencia en edificios son los muros de hormigón armado, motivan a que este trabajo se centre en el estudio del efecto de la duración de registros sísmicos en la capacidad de colapso y en parámetros de demanda ingenieril de muros de hormigón armado con comportamiento predominante a flexión.

Los muros fueron en primera instancia diseñados utilizando la norma de diseño sísmico chilena. Muros de distintas alturas y masa fueron analizados para considerar una mayor variabilidad en configuraciones y periodos fundamentales. Luego se crearon modelos no lineales con elementos de plasticidad distribuida, los cuales fueron calibrados con datos experimentales, poniendo especial énfasis en modelar la degradación de rigidez y resistencia.

La influencia de la duración se aisló de otras características de los registros sísmicos mediante el método de espectro medio equivalente, considerando un set de registros de larga y corta duración. Posteriormente, se compararon los resultados de distintos análisis dinámicos incrementales para ambos sets de registros. Finalmente, se obtuvieron curvas de fragilidad con la aceleración espectral al periodo fundamental de la estructura como medida de intensidad.

Los resultados muestran que el set de registros de larga duración disminuye el desplazamiento relativo promedio de colapso y la intensidad promedio de colapso en muros de periodos medios y largos en comparación a los registros de corta duración. También se

determinó que se requiere una intensidad mediana menor para alcanzar estados límites de daño moderado y colapso en los mismos modelos de muros de periodos medios y largos. Finalmente, la degradación es un parámetro de modelación importante y, de no ser incluida, se podría subestimar el daño en muros de hormigón armado.

ABSTRACT

The effect of ground motion duration on structural collapse has been studied in recent decades due to the damage observed after earthquakes of great magnitude and long duration, such as the Maule, Chile 2010 and Tohoku, Japan 2011 events. Previous analytical studies have found a negative impact on the collapse capacity of moment frames and reinforced concrete columns, with increasing demands in cumulative parameters. However, most of these studies have considered structural systems other than reinforced concrete walls. In fact, the literature on the effect of ground motion duration in this structural system is still limited.

This document focuses on studying the effect of ground motion duration on the collapse capacity and engineering demand parameters for reinforced concrete walls with predominant flexural behavior mainly for two reasons. First, the subduction megathrust earthquakes in Chile usually have a long duration and great magnitude due to interplate earthquakes that are generated between the Nazca and the South American plates, and secondly, because the preferred earthquake-resistant structural system in buildings is based on reinforced concrete walls.

With that aim, firstly, three walls were designed with the Chilean design code. Walls of different heights and masses were analyzed to consider variability in configurations and fundamental periods. Different non-linear models with distributed plasticity elements were then developed and calibrated with experimental data, with special emphasis on modeling the stiffness and strength degradation.

The influence of duration was isolated from other ground motion characteristics through a mean spectral matching method, considering set of long and short duration records. Then, incremental dynamic analyzes (IDA) were carried out using both sets of records and results were compared. Finally, fragility curves for different damage states were obtained setting the spectral acceleration at the fundamental period as intensity measure (IM).

The results show that long duration records decrease the average collapse drift and the average collapse intensity in walls of medium and long periods when compared to short duration records. Furthermore, it was found that a lower median intensity is required to achieve moderate and collapse limit states in the same medium and long period wall models. Finally, degradation is an important model parameter and if it is not included the damage in reinforced concrete walls may be underestimated.

ÍNDICE

Resumen	1
Abstract	3
Índice.....	4
Índice de Figuras.....	6
Índice de Tablas.....	17
Introducción.....	19
Objetivos, Hipótesis y Metodología de trabajo	21
Alcances	24
Capítulo I.....	26
Revisión del Estado del Arte	26
1.1. Métricas de duración	26
1.2. Aislar el efecto de la duración.	30
1.3. Medidas de daño.	32
1.4. Efecto de la duración de los registros sísmicos en la respuesta estructural.....	38
1.5. Modelación estructural	43
Capítulo II.....	53
2. Modelación y Calibración de Muros de H.A.....	53
2.1. Modelación estructural.	53
2.2. Especímenes considerados en la calibración	57
2.3. Calibración mediante búsqueda exhaustiva.....	68
2.4. Calibración mediante optimización.....	79
Capítulo III	82

3. Casos de Estudio	82
3.1. Modelos estructurales y su diseño.....	82
Capítulo IV	88
4. Aislación del Efecto de la Duración.....	88
Capítulo V	92
5. Análisis No Lineal.....	92
5.1. Análisis dinámico incremental.....	92
5.2. Inestabilidad dinámica.....	94
5.3. Efecto de la degradación.....	99
5.4. Resultado análisis dinámico incremental.	101
5.5. Análisis de Fragilidad.....	108
Capítulo VI:.....	132
6. Análisis de Resultados.....	132
6.1. Curvas IDA – Capacidad de Colapso.....	132
6.2. Correlación entre parámetros.....	136
6.3. Curvas de Fragilidad	143
Conclusiones.....	146
Referencias	151
ANEXO A – Gráficos calibración	163
ANEXO B – Gráficos curvas I.D.A.....	196

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Esquema de Metodología de Investigación.....	23
Fig. 2. Duración Significativa en registros de larga y corta duración, Fuente: Chandramohan et al. [11]	29
Fig. 3 Algoritmo de equivalencia espectral de Abrahamson. Espectro de diseño base, y registros antes y después del algoritmo. Fuente: Abrahamson et al. [12].....	30
Fig. 4. Ejemplo de equivalencia espectral según metodología de Chandramohan et al. [11]. (a) espectros de aceleración para un registro de larga duración y su equivalente de corta duración. (b) registros de larga y corta duración utilizados. Fuente: Chandramohan et al. [11].	31
Fig. 5. Resultados de equivalencia espectral para un par de sismos de corta y larga de duración con la metodología propuesta por Belejo et al. [28]. Fuente: Belejo et al. [28].....	32
Fig. 6. Deformación de techo y deformación entre piso para una estructura.....	34
Fig. 7 Energía disipada (gris) en curva de Fuerza vs desplazamiento (figura cualitativa). .	35
Fig. 8. (a) Curva esfuerzo-deformación para un ensaye cíclico de una barra #8 sometida a ciclos estables de deformación unitaria igual al 2.5% hasta la fractura por fatiga. (b) Relación entre cantidad de ciclos hasta la falla con la amplitud de deformación unitaria. Fuente: Brown et al. [41]	37
Fig. 9. Daño asociado a fatiga de bajo ciclaje en edificio de Chile después del terremoto del Maule 2010, Fuente: Naeim et al. [4].	39
Fig. 10 Curvas de los análisis dinámicos incrementales para el marco de 8 pisos considerado en el estudio desarrollado por Bhanu et al. [58]. En líneas azules se ve la respuesta de los registros de corta duración con el promedio graficado en línea segmentada, en líneas rojas se ve la respuesta de los registros de larga duración con el promedio en línea continua.....	42
Fig. 11. a) Curva idealizada de momento-curvatura; b) curva idealizada fuerza-rotación/desplazamiento del ASCE41.	44

Fig. 12. Esquema de una sección de hormigón de fibras.	44
Fig. 13. Esquema modelo constitutivo de Mander para hormigón.	45
Fig. 14. Esquema de modelo constitutivo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo (figura obtenida del manual de OpenSEES [13]).	46
Fig. 15. Interpolación de curvatura en elemento de plasticidad distribuida basado en fuerzas.	46
Fig. 16. Relación esfuerzo-deformación para hormigón agrietado en compresión, imagen obtenida de [72]	48
Fig. 17. Capas consideradas en un elemento multicapa, imagen obtenida de [73]	49
Fig. 18. Elemento de modelo multicapa de software ETABS, imagen obtenida de [74]	49
Fig. 19. Modelo SFI-MVLEM de Kolozvari, imagen obtenida de [13]	50
Fig. 20. Modelo esfuerzo-deslizamiento para la barra en la unión del muro con la fundación, imagen obtenida en [78]	51
Fig. 21. a) Ley constitutiva acero y b) esquema cualitativo histéresis de material "Hysteretic".	54
Fig. 22 Esquema del funcionamiento del comando "Section Agreggator"	54
Fig. 23. Esquema básico del modelo de análisis considerado en el estudio.	56
Fig. 24 Modelo experimental espécimen 1, Fuente: Tran y Wallace [68].	58
Fig. 25 Modelo experimental espécimen 2, Fuente: Tran y Wallace [68].	60
Fig. 26 Modelo experimental espécimen 3, Fuente: Tran y Wallace [68].	62
Fig. 27 Modelo experimental espécimen 4, Fuente: Tran y Wallace [68].	64
Fig. 28 Modelo experimental espécimen 5, Fuente: Tran y Wallace [68].	66
Fig. 29 Variación de energía acumulada por ciclo, datos experimentales espécimen 4 y análisis de menor índices.	71
Fig. 30 Variación de energía por ciclo, datos experimentales espécimen 4 y análisis de menor índices.	72
Fig. 31 Variación rigidez secante por ciclo, datos experimentales espécimen 4 y análisis de menor índices.	73

Fig. 32. Análisis con mejor ajuste para el espécimen 4.	73
Fig. 33. Curva de histéresis de mejor ajuste para espécimen 4.	74
Fig. 34. Energía disipada por ciclo del análisis de mejor ajuste - espécimen 4.	74
Fig. 35. Energía disipada acumulada por ciclo del análisis de mejor ajuste - espécimen 4.	74
Fig. 36. Rigidez secante por ciclo del análisis de mejor ajuste espécimen 4.	75
Fig. 37. Curva de histéresis espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".	77
Fig. 38. Variación de curvas de energía disipada por ciclo para espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".	77
Fig. 39. Variación de curvas de energía disipada acumulada por ciclo para espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".	78
Fig. 40. Variación de rigidez secante por ciclo para espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".	78
Fig. 41. Curva de histéresis del espécimen 4 con valores del proceso de minoración para los parámetros del "Hysteretic Material".	80
Fig. 42. Comparación de curvas de histéresis de optimización (izq.) y búsqueda exhaustiva para espécimen 3 (der.).	81
Fig. 43. Planta estructural simple	82
Fig. 44. Espectros de Diseño de la Norma NCh433 para todas las zonas sísmicas y para suelos A, B y C.	83
Fig. 45. Diagrama de Interacción Muros	84
Fig. 46. Borde de muro diseñado.	84
Fig. 47. Desplazamiento relativo entre piso para los muros diseñados	85
Fig. 48. Esquema modelo plano de los muros.	86
Fig. 49. Histograma de la cantidad de registros para una duración significativa dada.	89
Fig. 50. Espectros de respuestas para registros de larga y corta duración y sus medias geométricas.	91
Fig. 51. Desplazamiento Relativo de Techo vs. Aceleración Espectral	93

Fig. 52. Tiempo al Peak del registro vs. Tiempo de análisis, a distintas intensidades, modelo con degradación.	95
Fig. 53. Tiempo al Peak del registro vs. Tiempo de análisis, a distintas intensidades, modelo sin degradación.	96
Fig. 54. Ciclos equivalentes para los resultados del modelo de 11 pisos con degradación para un sismo de larga duración a una intensidad del análisis dinámico incremental de 1[g]. ...	97
Fig. 55. IDA - CCD para un registro dado	98
Fig. 56. Curva IDA Desplazamiento Relativo Techo de Muro 11 Pisos con degradación, indicando puntos de falla para un tiempo de análisis del 100%, un índice de caída CCD del 5% y el último valor analizado.	99
Fig. 57. Figura esquemática fuerza - deformación para representar degradación.	100
Fig. 58. Comparación entre la respuesta para el muro de 11 pisos, a una intensidad de $SaTn=1.1[g]$, entre modelos con y sin degradación. En a) se muestran los diagramas de momento curvatura para un registro de larga duración de los modelos con y sin degradación, en b) los diagramas de momento curvatura para un registro de corta duración, en c) la energía disipada en el diagrama de a) y en d) la energía disipada en b).	101
Fig. 59. Curva IDA Muro 6 pisos, modelos con degradación	102
Fig. 60. Curva IDA Muro 6 pisos, modelo sin degradación	103
Fig. 61. Curvas IDA Muro 11 Pisos - modelo con degradación.	104
Fig. 62. Curvas IDA Muro 11 Pisos - modelo sin degradación	105
Fig. 63. Curvas IDA. Muro 19 Pisos - modelo con degradación.	106
Fig. 64. Curvas IDA Muro 19 Pisos - modelo sin degradación	107
Fig. 65. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos - modelo con degradación. (a) Larga duración, (b) Corta duración.....	110
Fig. 66. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.....	111
Fig. 67. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 6 pisos con degradación.	112

Fig. 68. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 6 pisos con degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.....	113
Fig. 69. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de larga duración en el modelo sin degradación.....	114
Fig. 70. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de corta duración en el modelo sin degradación.....	115
Fig. 71. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 6 pisos sin degradación.	116
Fig. 72. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 6 pisos sin degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.....	116
Fig. 73. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de larga duración en el modelo con degradación.....	117
Fig. 74. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.....	118
Fig. 75. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 11 pisos con degradación.	119
Fig. 76. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 11 pisos con degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.....	120
Fig. 77. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de larga duración en el modelo sin degradación.....	121
Fig. 78. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.....	122
Fig. 79. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 11 pisos con degradación.	123
Fig. 80. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 11 pisos sin degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.....	123

Fig. 81. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de larga duración en el modelo con degradación.....	124
Fig. 82. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.....	125
Fig. 83. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 19 pisos con degradación.	126
Fig. 84. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 19 pisos con degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.....	127
Fig. 85. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de larga duración en el modelo sin degradación.....	128
Fig. 86. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de corta duración en el modelo sin degradación.....	129
Fig. 87. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 19 pisos sin degradación.	130
Fig. 88. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 19 pisos sin degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.....	130
Fig. 89. Comparación de resultados capacidad de curvas IDA.....	135
Fig. 90. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 6 pisos sin degradación	137
Fig. 91. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 6 pisos con degradación.....	138
Fig. 92. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 11 pisos sin degradación	139
Fig. 93. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 11 pisos con degradación	140
Fig. 94. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 19 pisos sin degradación	141

Fig. 95. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 19 pisos con degradación	142
Fig. 96. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.	163
Fig. 97. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.	164
Fig. 98. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.....	164
Fig. 99. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.	165
Fig. 100. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.	165
Fig. 101. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.....	166
Fig. 102. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.....	166
Fig. 103. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.	167
Fig. 104. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.	167
Fig. 105. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.	168
Fig. 106. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.....	168
Fig. 107. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.....	169
Fig. 108. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.	169
Fig. 109. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.....	170

Fig. 110. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.....	170
Fig. 111. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.	171
Fig. 112. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.	171
Fig. 113. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.	172
Fig. 114. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.....	172
Fig. 115. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.....	173
Fig. 116. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.	173
Fig. 117. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.....	174
Fig. 118. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.....	174
Fig. 119. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.	175
Fig. 120. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.	175
Fig. 121. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.	176
Fig. 122. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.....	176
Fig. 123. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.....	177
Fig. 124. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.	177

Fig. 125. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.....	178
Fig. 126. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.....	178
Fig. 127. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.	179
Fig. 128. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.	179
Fig. 129. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.	180
Fig. 130. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.....	180
Fig. 131. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.....	181
Fig. 132. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.	181
Fig. 133. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.....	182
Fig. 134. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.....	182
Fig. 135. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.	183
Fig. 136. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 1.	183
Fig. 137. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 1.	184
Fig. 138. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 1.....	184
Fig. 139. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 1.....	185
Fig. 140. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 2.	185

Fig. 141. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 2.	186
Fig. 142. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 2.	186
Fig. 143. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 2.	187
Fig. 144. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 3.	187
Fig. 145. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 3.	188
Fig. 146. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 3.	188
Fig. 147. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 3.	189
Fig. 148. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 4.	189
Fig. 149. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 4.	190
Fig. 150. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 4.	190
Fig. 151. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 4.	191
Fig. 152. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 5.	191
Fig. 153. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 5.	192
Fig. 154. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 5.	192
Fig. 155. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 5.	193
Fig. 156. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 1.	193
Fig. 157. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 2.	194
Fig. 158. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 3.	194
Fig. 159. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 4.	195
Fig. 160. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 5.	195

Fig. 161. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 6 Pisos, modelo con degradación....	196
Fig. 162. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.....	197
Fig. 163. Deformación Unitaria Acero, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.	197
Fig. 164. Fatiga Acero, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.	198
Fig. 165. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación....	198
Fig. 166. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.	199
Fig. 167. Deformación Unitaria Acero, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.	199
Fig. 168. Fatiga Acero, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.....	200
Fig. 169. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 11 Pisos, modelo con degradación..	200
Fig. 170. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.	201
Fig. 171. Deformación Unitaria Acero, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.	201
Fig. 172. Fatiga Acero, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.....	202
Fig. 173. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación...	202
Fig. 174. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.	203
Fig. 175. Deformación Unitaria Acero, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.	203
Fig. 176. Fatiga Acero, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.....	204
Fig. 177. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 19 Pisos, modelo con degradación..	204
Fig. 178. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.	205
Fig. 179. Deformación Unitaria Acero, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.	205
Fig. 180. Fatiga Acero, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.....	206
Fig. 181. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación..	206
Fig. 182. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.	207
Fig. 183. Deformación Unitaria Acero, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.	207
Fig. 184. Fatiga Acero, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.....	208

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 1.	57
Tabla 2. Deslizamientos de Fluencia SP1	59
Tabla 3. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 2.	60
Tabla 4. Deslizamientos de Fluencia SP2	61
Tabla 5. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 3.	63
Tabla 6. Deslizamientos de Fluencia SP3	63
Tabla 7. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 4.	65
Tabla 8. Deslizamientos de Fluencia SP4.	65
Tabla 9. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 5.	66
Tabla 10. Deslizamientos de Fluencia SP5.	67
Tabla 11. Matriz de valores a iterar para los parámetros de material “Hysteretic”	68
Tabla 12 Parámetros de mejor ajuste para el material “Hysteretic”	71
Tabla 13. Valores medios de mejor ajuste.	76
Tabla 14. Tabla de valores de mejor ajuste y valores medios utilizados.	76
Tabla 15. Valores obtenidos para los parámetros mediante optimización.....	80
Tabla 16. Pseudo Aceleración Elástica del Espectro de Diseño para distintas zonas sísmicas y suelos para el muro de 6 pisos.	112
Tabla 17. Pseudo Aceleración Elástica del Espectro de Diseño para distintas zonas sísmicas y suelos para el muro de 11 pisos.	119
Tabla 18. Pseudo Aceleración Elástica del Espectro de Diseño para distintas zonas sísmicas y suelos para el muro de 19 pisos.	126

Tabla 19. Comparación de resultados IDA Muro 6 Pisos, Izquierda: Capacidad de desplazamiento relativo, Derecha: Intensidad promedio de colapso sobre aceleración espectral promedio de los registros.....	133
Tabla 20. Comparación de resultados IDA. Muro 11 Pisos, Izquierda: Capacidad de desplazamiento relativo, Derecha: Intensidad promedio de colapso sobre aceleración espectral promedio de los registros.....	134
Tabla 21. Comparación de resultados IDA. Muro 19 Pisos, Izquierda: Capacidad de desplazamiento relativo, Derecha: Intensidad promedio de colapso sobre aceleración espectral promedio de los registros.....	134
Tabla 22. Probabilidad de exceder el estado limite indicado, a la intensidad promedio del set de registros y modelo indicados.	143
Tabla 23. Intensidad en la que ocurre el 50% de probabilidad de exceder el estado límite mencionado, para tipo de modelo y set de registros indicados.	143

INTRODUCCIÓN

Después de eventos sísmicos de gran magnitud es esperable encontrar distintos niveles de daño en estructuras e incluso colapsos. Por ejemplo, después del terremoto de Northridge de 1994 se detectaron grietas en la soldadura de uniones a momento entre perfiles de acero, las que se detallaron y se les relacionó con algún motivo para su ocurrencia [1]. También se pueden encontrar colapsos después de eventos de gran magnitud, lo que se pudo observar en el terremoto del Maule 2010, donde un edificio de 15 pisos llamado Alto Río colapsó antes de los 25 segundos del terremoto, en donde los motivos aún se estudian, pero en general se puede decir que los problemas principales ocurrieron por una mala estructuración y falta de confinamiento [2].

Algunos estudios recientes han evidenciado daño en estructuras que puede atribuirse a la duración de los registros sísmicos. Por ejemplo, en [3] se menciona que el daño encontrado en dispositivos de aislación sísmica, pilas de fundación e incluso la licuación de suelos en algunos sectores después del terremoto de Tohoku de 2011 puede atribuirse a la duración del evento. En dicho estudio, el autor concluye que la seguridad de elementos estructurales sometidos a ciclos de deformación, fenómeno estrechamente relacionado a la duración, necesita ser evaluada. También en [4] se menciona que la fractura de barras observadas en un edificio después del terremoto de Maule 2010, se puede asociar al daño por fatiga de bajo ciclaje, fenómeno que relaciona daño con ciclos de deformación y con ello a la duración. El terremoto de Tohoku de 2011 y del Maule 2010 son sismos de gran magnitud de larga duración y lo que tienen en común es su origen en un margen subductivo e interplaca. En [5] se menciona que los terremotos en estos márgenes tectónicos pueden ser de gran magnitud y duración.

La evidencia analítica y experimental sobre el efecto de la duración en las estructuras, apunta a que sí hay una relación entre daño y duración, sin embargo, depende de variados factores. Hancock et al. [6] realizaron una revisión bibliográfica donde menciona que estudios que encontraban una influencia de la duración utilizaban parámetros de demanda ingenieril del tipo acumulativos, como la energía disipada, y también cuando se consideran modelos con la capacidad de degradar rigidez, parámetros tipo máximos, como el desplazamiento relativo entre piso, también se veían influenciados. Chadramohan et al. [7] y Foschaar et al. [8]

encontraron que los registros de larga duración disminuyen la capacidad de colapso en columnas de puentes y marcos de acero, respectivamente. De la misma manera, Barbosa et al. [9] y Raghunandan et al. [10] determinaron que los registros de larga duración causan mayor daño que los de corta duración, en estructuras de marcos de acero y hormigón respectivamente. Otro problema que limita el estudio de la duración es aislar su efecto de otras características de los registros sísmicos, como lo son la intensidad y contenido de frecuencia, las cuales tienen una influencia importante en la estructura y son visibles en el rango elástico. Sin embargo, la duración solo es importante cuando las estructuras se deforman en el rango no lineal. En otros estudios, autores ([11] [12]) han desarrollado exitosamente metodologías para aislar a la duración de otras propiedades de los registros, modificando su amplitud y/o contenido de frecuencias.

La mayoría de los estudios analíticos se han desarrollado en sistemas estructurales de marcos de hormigón, marcos de acero y columnas de puentes. Otros sistemas estructurales tienen bibliografía limitada en el estudio del efecto de la duración, en donde uno de estos sistemas son los muros de hormigón armado. Este trabajo busca contribuir con el entendimiento del efecto de la duración en muros de hormigón armado dominados por la flexión por tres razones: i) son el sistema estructural sismorresistente de preferencia en edificaciones en nuestro país; ii) también porque el margen tectónico en el que se encuentra Chile es del tipo subductivo y suelen haber terremotos interplaca, como el del Maule 2010 y Valdivia 1965; iii) y finalmente, porque de acuerdo a lo concluido en los estudios en otros sistemas estructurales, la duración es una propiedad de los registros que incrementa el daño en las estructuras y debería ser considerado.

En el contexto de estudiar el efecto de la duración se crearán distintos modelos numéricos de muros de hormigón armado calibrados con datos experimentales, en donde una de las cualidades importantes es la degradación de rigidez, utilizada para cuantificar su influencia en conjunto a la duración. Luego, considerando el método propuesto por Chandramohan [11], el efecto de la duración es aislado de un set de registros de larga duración respecto de otro de corta duración. Posteriormente, mediante una serie de análisis dinámicos incrementales con aquellos sets de registros se crea una base de datos con la información del comportamiento dinámico y así determinar la influencia colapso y probabilidad de daño de un set de registros de larga duración en comparación a un set de registros de corta duración.

OBJETIVOS, HIPÓTESIS Y METODOLOGÍA DE TRABAJO

Objetivos

El objetivo principal de esta investigación es determinar el efecto de la duración de los registros sísmicos en muros de hormigón armado, comparando los resultados de análisis dinámicos en modelos no lineales de muros entre set de registros de larga y corta duración. Los objetivos específicos del estudio son:

- 1) Modelar el comportamiento estructural de muros que incorporen materiales y leyes de histéresis que permitan representar la degradación de resistencia y rigidez en sus elementos constituyentes, para luego comparar los resultados con modelos que no tengan dichas propiedades.
- 2) Calibrar modelos numéricos de muros de hormigón armado que incluyan la degradación con datos experimentales disponibles en la literatura.
- 3) Aislar el efecto de la duración en registros sísmicos respecto de otras características, como la intensidad y el contenido de frecuencias.
- 4) Realizar análisis dinámicos incrementales (IDA) en los modelos calibrados y no calibrados para determinar la respuesta en parámetros de demanda ingenieril.
- 5) Determinar curvas de fragilidad que permitan estimar la influencia de los sets de registros de larga duración en la respuesta de muros de hormigón armado, respecto a los de corta duración.

Hipótesis

Si un registro sísmico induce ciclos inelásticos de carga y descarga en elementos estructurales como muros de hormigón armado, y que de acuerdo con su intensidad y frecuencia podrían generar daño en dicho elemento, se podría esperar que un incremento en la duración del registro sísmico, que representa un aumento en la cantidad de ciclos inelásticos, incremente el daño y/o demandas en dicho elemento. Además, una estructura que degrade rigidez y

resistencia ante dichos ciclos inelásticos debería reflejar un mayor efecto de la duración, pudiéndose encontrar mayor daño y/o mayores demandas.

Metodología de la investigación.

Esta investigación se centra en analizar datos de modelos numéricos de un sistema mecánico (muro de hormigón armado), en donde dichos modelos han sido calibrados con datos experimentales.

Las etapas generales de esta investigación se definen a continuación.

- 1) Definir variables que intervienen en la hipótesis propuesta.
- 2) Elaborar procedimientos para controlar estas variables.
- 3) Construir modelos de análisis y procedimientos para testear la hipótesis con las variables de control.
- 4) Estudiar los resultados de dichos modelos y concluir sobre ellos.

En la primera etapa se estudia la bibliografía existente sobre la hipótesis planteada, en este caso, el efecto de la duración de registros sísmicos en estructuras. De esta revisión se concluye que las variables que pueden afectar el resultado de la hipótesis son:

- a) Selección de registros, cuantificación de su duración y aislar el efecto de otras características.
- b) Periodo natural de la estructura.
- c) Comportamiento no lineal dinámico de la estructura y degradación de resistencia y rigidez.

En la segunda etapa se controlan estas variables a través de procedimientos.

- a) Se utilizan métricas, previamente testeadas por otros autores, para definir la duración de un registro sísmico, métodos de equivalencia espectral para aislar el efecto y con base en esto la selección.
- b) Se consideran distintos tipos de muros para el estudio.
- c) Se calibran modelos constitutivos de materiales, disponibles en literatura y en softwares, para reflejar el comportamiento no lineal propio del hormigón armado y además el de degradación. Lo anterior se realiza en computadores de propiedad de la universidad con software de código abierto disponible para su uso en investigación y con algoritmos desarrollados para el post-procesamiento de datos.

En la tercera etapa se construyen los modelos y procedimientos, que se usan en conjunto con las variables para testear la hipótesis. En primera instancia, esto consistió en diseñar varias estructuras de muros simples de distinta altura con la práctica de diseño nacional, integrando la variable asociada al periodo natural de la estructura. En segunda instancia se desarrollan modelos de análisis no lineal de estas estructuras con software de código abierto, incluyendo las cualidades calibradas con datos experimentales, además se incluye otro set de modelos que consideran la parte de degradación de la calibración. Finalmente, las estructuras son sometidas a variados análisis dinámicos no lineales (IDA) con los registros sísmicos previamente trabajados para aislar el efecto de la duración de otras características que podrían influir en la respuesta.

En la última etapa se ordenan, tabulan y procesan los resultados para crear una base estadística y al mismo tiempo obtener una mejor visualización. Se crean curvas de fragilidad que representan una probabilidad de ocurrencia de alguna característica propia de los modelos cuando se considera una intensidad de estos registros sísmicos. Con todo lo anterior se define la influencia de la duración en muros de hormigón armado. La Fig. 1 describe de forma esquemática la metodología de investigación planteada.

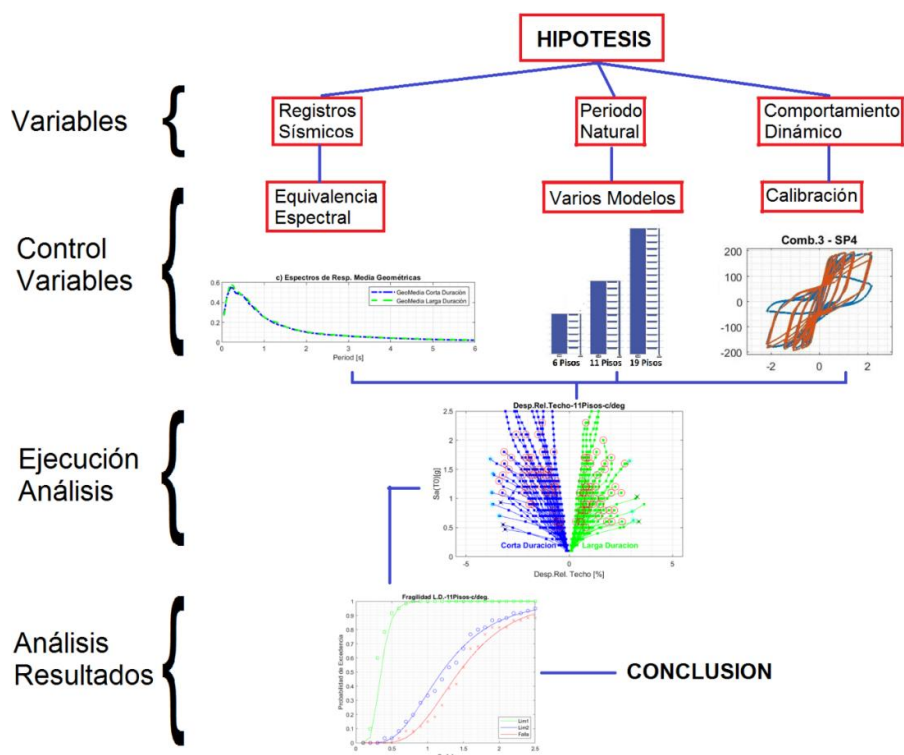


Fig. 1. Esquema de Metodología de Investigación.

Los capítulos de este documento se ordenan según la metodología de investigación y plan de trabajo empleado.

Capítulo I: Revisión del estado del arte: En este capítulo se mencionan los estudios relevantes al tópico principal de esta investigación. Se describen las métricas que determinan la duración efectiva de los registros sísmicos, también los métodos existentes para aislar el efecto de la duración sobre otras características de los registros, qué medidas de daño y de demanda existen, y sobre todo, cuál es el efecto de la duración que han encontrado otras investigaciones en el comportamiento estructural.

Capítulo II: Modelación y calibración de modelos de Muros H.A.: En el capítulo II se describe la forma en la que se modelaron los muros para calibración y para el posterior análisis. Se presenta el software de código abierto OpenSEES [13], en el cual se realizaron todos los análisis en esta investigación. La calibración consideró cinco ensayos de muros para calibrar parámetros a nivel de leyes constitutivas de los materiales.

Capítulo III: Caso de estudio: En este capítulo se desarrolla el tópico principal de esta investigación, en primer lugar, se muestran y describen los modelos utilizados diseñados según la normativa nacional, posteriormente, se mencionan los criterios de análisis dinámico no lineal.

Capítulo IV: Aislación del efecto de la duración: En el capítulo IV, se describe la metodología para aislar el efecto de la duración y se presentan en gráficos los resultados.

Capítulo V: Análisis no lineal: En el capítulo V se describe el proceso de los análisis dinámicos incrementales, los criterios de aceptación y falla. Al final se presentan los gráficos de deformación relativa versus la intensidad, describiendo sus elementos principales.

Capítulo V: Análisis de Resultados: El capítulo VI utiliza los resultados mostrados en el capítulo anterior, y se realiza una comparación entre lo obtenido para cada tipo de modelo y verifica el efecto de la duración, principalmente a través de curvas de fragilidad.

Conclusiones: Finalmente, se concluye sobre los resultados y se dan recomendaciones sobre potenciales trabajos.

Contribución esperada: Al final de este documento se espera verificar la hipótesis planteada al inicio del documento. Cuantificar las diferencias entre los sets de registros y encontrar la relevancia de algunos atributos propios de la estructura, y su impacto en la influencia de la duración de los registros sísmicos.

REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

1.1. Métricas de duración

Para determinar la duración de un registro sísmico y su influencia en estructuras no se puede utilizar la duración total del acelerograma en estudio, debido a que la duración registrada depende básicamente del instrumento utilizado y de los umbrales definidos en la configuración del instrumento. Adicionalmente, solo una parte del registro lleva a las estructuras al rango no lineal, y con ello causando daño [14]. Por lo anterior, investigadores han desarrollado distintas medidas de duración de un registro sísmico para distintos propósitos. Bommer et al. [15] compararon algunas de estas métricas encontrando que pueden existir diferencias en un factor de 2 entre ellas, así como algunas encontrar un valor de 0 segundos.

Unos de los problemas que se han enfrentado los investigadores al estudiar la influencia de la duración de los registros sísmicos en estructuras, es la falta de consenso en la definición de una métrica efectiva de duración que se correlacione con el comportamiento estructural [11]. Estudios previos ([8] [7] [14]) han propuesto algunas métricas, como las presentadas a continuación.

- Duración acotada (Bracketed Duration): Esta medida corresponde al tiempo entre la primera y la última incursión de un registro sísmico sobre un umbral de aceleración [16], y ha sido considerada una medida simple y explícita [8]. Distintos niveles de aceleración pueden ser seleccionados. Sin embargo, una aceleración basal de 0.05 [g] suele ser utilizada para evaluar el daño en estructuras debido a registros sísmicos [11].
- Intensidad de Arias (Arias Intensity): Esta intensidad es una medida de la energía del acelerograma y suele ser utilizada como medida de intensidad, así como de duración [17]. Es esperable que este parámetro se correlacione con la duración debido a que es una integración sobre el tiempo del registro [18]. No obstante, es un buen indicador

de la energía de daño de un terremoto [8]. La ecuación Eq. 1 muestra la fórmula para calcular la intensidad de Arias (I_A).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T (a(t))^2 dt \quad \text{Eq. 1}$$

Donde, $a(t)$ es la variación de la aceleración del suelo en el tiempo (acelerograma), g es la aceleración de gravedad y T es la duración total del registro.

- Duración Significativa (Significant Duration): Este valor representa el tiempo en el cual un rango de porcentaje de la Intensidad de Arias ocurre. En otras palabras, es una medida donde se cuantifica la energía de un sismo en términos de tiempo. Los rangos usados suelen ser 5-75% y 5-95% ([8] [19]).
- Duración Uniforme (Uniform Duration): Este valor representa la suma de los intervalos de tiempo en el que la aceleración del registro supere un valor umbral ([15]).
- Velocidad Absoluta Acumulada (CAV): Es una medida similar a la Intensidad de Arias, sin embargo, se espera una mayor correlación con la duración que con la intensidad, debido a que la potencia en la integral de la aceleración es igual a 1 ([11] [8]). La ecuación Eq. 2 muestra la fórmula para esta medida.

$$CAV = \int_0^T |a(t)| dt \quad \text{Eq. 2}$$

Similar a la intensidad de Arias, $a(t)$ es la variación del acelerograma en el tiempo y T es la duración total del registro.

- Índice I_D : Es un parámetro adimensional de la duración de registros sísmicos, en donde la integral de la aceleración basal al cuadrado se divide por el valor máximo de aceleración (PGA) y de velocidad (PGV), con el objetivo de eliminar el efecto de la intensidad del parámetro. En la ecuación Eq. 3 se muestra la ecuación para la estimación de este índice.

$$I_D = \frac{\int_0^T (a(t)^2) dt}{PGA * PGV} \quad \text{Eq. 3}$$

Nuevamente, $a(t)$ es la variación temporal del acelerograma, T es la duración total del registro, PGA es el Aceleración Máxima del Suelo (*Peak Ground Acceleration*) y PGV es la Velocidad Máxima del Suelo (*Peak Ground Velocity*).

Algunos estudios han evaluado el efecto de estas medidas de duración ([7] [8] [11]), con el objetivo de determinar las más apropiadas para una evaluación del desempeño de estructuras. Para ello, han llegado a definir algunas propiedades deseables que deben cumplir dichas métricas. Propiedades que se enuncian a continuación:

- La métrica de duración no debe estar relacionada con medidas de intensidad ni con la forma espectral, es necesario que este parámetro entregue nueva información [7].
- No debe ser una medida “hibrida” de duración, es decir, sólo debe ser una medida de duración [11].
- La métrica de duración debe permanecer inalterada por el proceso de escalado de un registro sísmico. Debido a que los procesos de análisis que escalan registros requerirán una reevaluación en cada paso del escalado [7].
- Todos los registros con valores altos de la métrica deben tener largos intervalos de movimiento del suelo fuerte [11]. Esto significa que los registros de larga duración deben tener en efecto una duración que se puede considerar larga, y no sólo tener un alto valor de la métrica seleccionada.
- Debe ser una métrica eficiente [20]. Esto quiere decir que produce una menor varianza de la capacidad de colapso.
- La métrica de duración no debe sesgar la forma espectral de los registros sísmicos seleccionados, es decir, los espectros de dichos registros no deben tener peculiaridades.

Chandramohan [7] concluyó que la correlación observada entre la duración de un registro sísmico y de la capacidad de colapso, depende principalmente de la métrica de duración escogida. De acuerdo a lo anterior, la duración significativa ha sido identificada como la

métrica de duración preferida con el objetivo de evaluar el desempeño estructural ([11] [10] [21]). La Fig. 2 muestra las diferencias entre la duración significativa entre un 5 y 75% de un registro de corta y de larga duración con similares aceleraciones máximas.

A pesar de lo anterior, no existen argumentos lo suficientemente claros para seleccionar entre la Duración Significativa 5-75% y 5-95%. En los estudios desarrollados por Chandramohan et al. [11], se concluyó que la Duración Significativa 5-75% es ligeramente más robusta, pero que ambas son efectivas. Por otro lado, otros autores [8], muestran su preferencia por la duración significativa 5-95%. Kempton y Stewart [22] mencionan que la elección entre las duraciones significativas responde a la influencia de las ondas sísmicas sobre las estructuras.

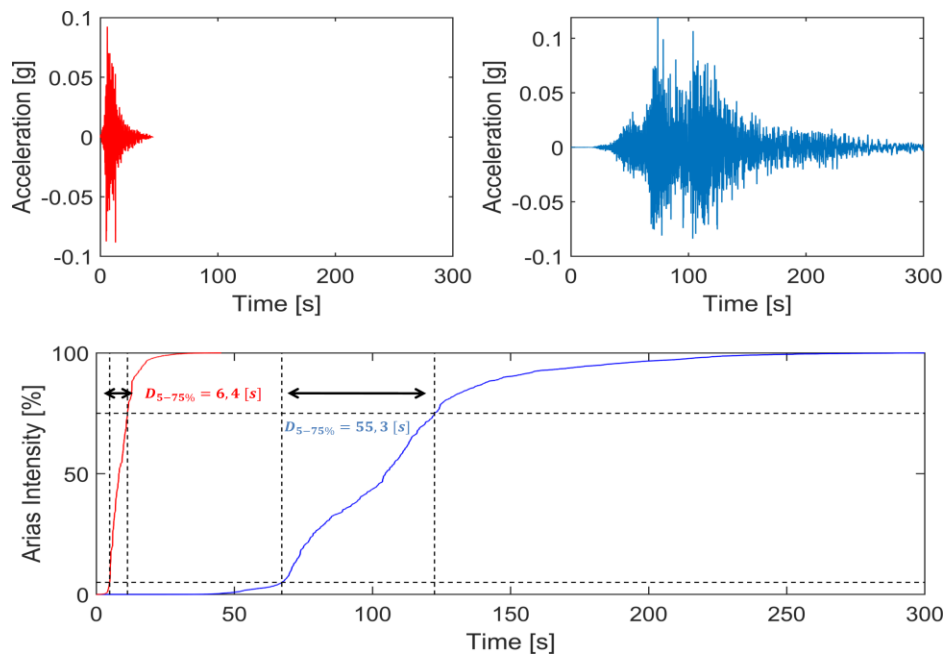


Fig. 2. Duración Significativa en registros de larga y corta duración, Fuente: Chandramohan et al. [11]

También se ha mostrado que existen excepciones y casos particulares en donde otros tipos de métricas deben ser utilizadas. Guo et al. [23] concluyeron que la duración uniforme de un registro es una mejor métrica para terremotos del tipo impulsivos cercanos a la falla. Por otra parte, Giouvanidis et al. [24] mostraron que la duración uniforme y CAV tienen una buena correlación con la demanda de volcamiento de elementos estructurales y no estructurales rígidos tipo “Rocking”. Wang et al. [25] mostraron que una definición general de la duración que integra distintas direcciones de las excitaciones basales se correlaciona mejor con el desplazamiento máximo demandado para represas gravitacionales.

1.2. Aislar el efecto de la duración.

Aislar el efecto de la duración de un registro sísmico es un reto en sí mismo. Existen varias características de los registros sísmicos que afectan la respuesta estructural, entre ellas la intensidad y la forma espectral. Con el objetivo de eliminar la interferencia de estas características, algunos investigadores han desarrollado distintas alternativas para aislar el efecto de la duración. Entre estas alternativas, se destacan las siguientes:

1.2.1. Equivalencia espectral usando Ondículas.

La equivalencia de espectros (“*Spectral Matching*”) utilizando ondículas (“*Wavelets*”) consiste en agregar pulsos de frecuencia y amplitud controlada a un registro sísmico de forma tal que el espectro o pseudo espectro de aceleración sea idéntico a otro base. De esta manera, se eliminan características que pueden influir en la respuesta y sólo se deja la duración como variable. Abrahamson et al. [12] desarrollaron un algoritmo para igualar espectralmente distintos registros a uno base. Luego, Hancock [26] desarrolló un algoritmo mejorado de la misma metodología, pero integrando la iteración de la solución para un mejor ajuste. En la Fig. 3 se muestra el espectro de aceleración base (similar a un espectro de diseño) y espectros de registro sísmicos graficados antes y después de pasar por el algoritmo de equivalencia espectral de Abrahamson.

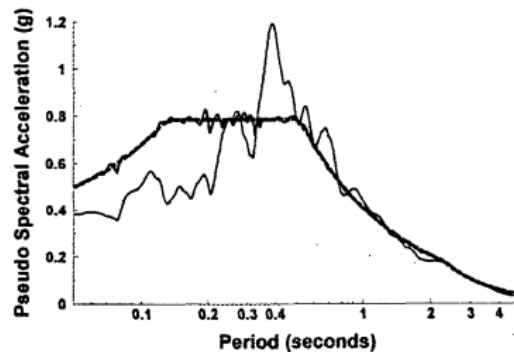


Fig. 3 Algoritmo de equivalencia espectral de Abrahamson. Espectro de diseño base, y registros antes y después del algoritmo. Fuente: Abrahamson et al. [12]

Sin embargo, este tipo de procedimiento elimina contenido importante de los registros sísmicos. Huang et al. [27] mencionan en su investigación que la equivalencia espectral utilizando ondículas subestima la demanda media de desplazamiento en sistemas altamente no lineales de un grado de libertad y no captura la dispersión en la respuesta estructural debido a que el método elimina las formas espectrales de los registros.

1.2.2. Equivalencia espectral media.

Este método consiste en encontrar pares de registros de corta y larga duración que minimicen una función objetivo de la diferencia entre las aceleraciones, lo que guarda relación con la intensidad y la forma espectral.

Chandramohan et al. [11] desarrollaron una metodología para aislar el efecto de la duración de la intensidad de los registros. En esta metodología, en primer lugar, se debe tener un set de registros de larga duración y otro de corta duración. Luego, se compara el espectro de aceleración de todos los registros de corta duración con el espectro de aceleración de un registro de larga duración, de forma tal de encontrar el que minimice una función objetivo, que en este caso corresponde al error cuadrático medio entre las intensidades de los espectros. La Fig. 4 muestra un par de registros de corta y larga duración después del proceso de igualado de espectros. Los autores mencionan que cualquier diferencia entre las capacidades de colapso entre los registros puede ser atribuida a las diferencias en la duración de los registros. Un método similar fue desarrollado por Barbosa et al. [9], en donde, además de lo descrito anteriormente, se selecciona un rango de periodos específicos para igualar espectralmente antes de minimizar la función objetivo.

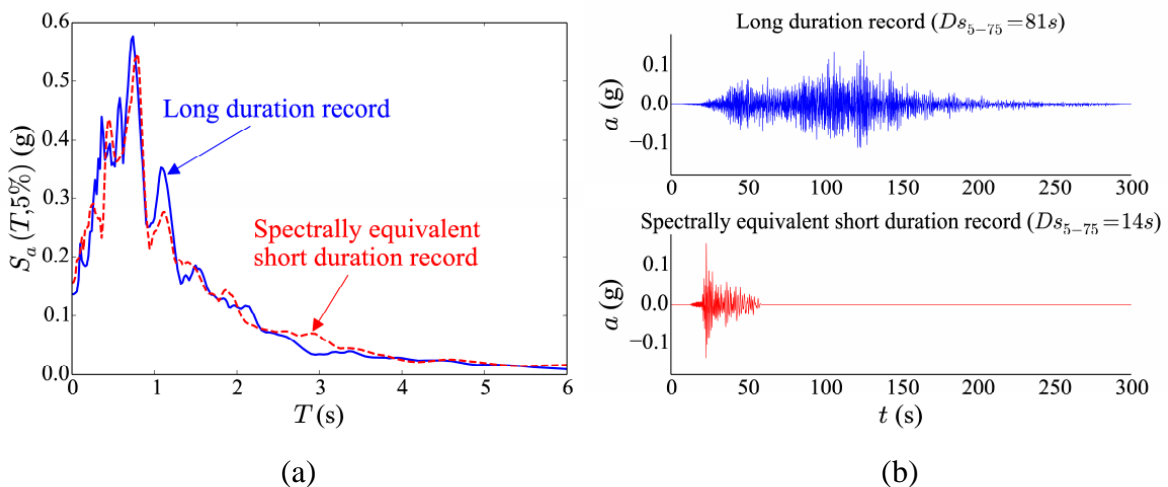


Fig. 4. Ejemplo de equivalencia espectral según metodología de Chandramohan et al. [11]. (a) espectros de aceleración para un registro de larga duración y su equivalente de corta duración. (b) registros de larga y corta duración utilizados. Fuente: Chandramohan et al. [11].

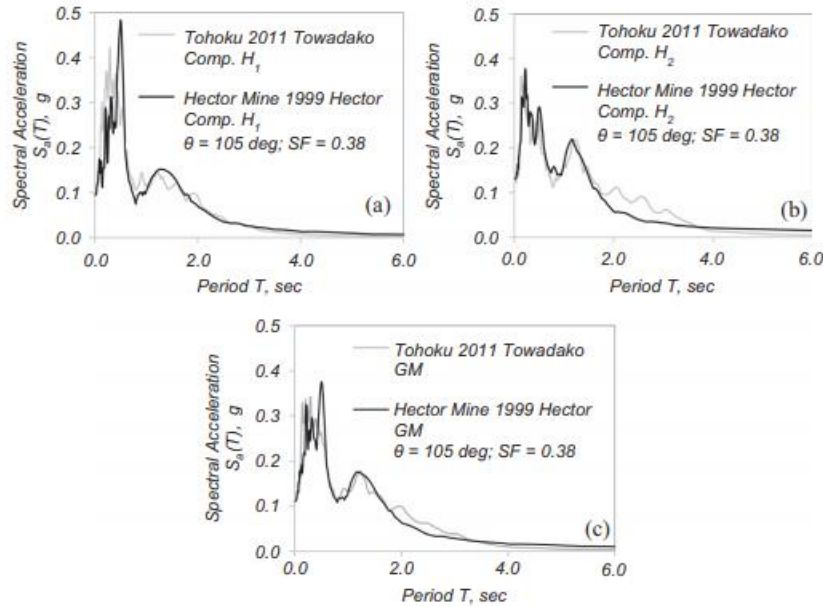


Fig. 5. Resultados de equivalencia espectral para un par de sismos de corta y larga de duración con la metodología propuesta por Belejo et al. [28]. Fuente: Belejo et al. [28].

Basado en los métodos mencionados en el párrafo anterior y generalizado para sistemas estructurales en tres dimensiones, Belejo et al. [28] proponen una metodología que minimiza el efecto de la intensidad de un sismo dado. Similar a lo anterior, este método consiste en minimizar una función objetivo, que representa el error cuadrático medio entre la aceleración espectral de ambas componentes del registro de un sismo de corta duración amplificado respecto las componentes del registro de otro sismo de larga duración sin amplificar. En esta metodología, al mismo tiempo, se busca un ángulo de rotación de las componentes del registro de corta duración de forma tal de encontrar una orientación para aquellas componentes que aporten a un mejor ajuste entre espectros. La Fig. 5 muestra una imagen del estudio de Belejo, en donde se ve el ajuste final de cada componente de los registros y la media de ambos. También se indica tanto el factor de escala y el ángulo de rotación del sismo de corta duración.

1.3. Medidas de daño.

El daño en estructuras representa unas de las consecuencias que podrían ocurrir al cargar un elemento y se sobrepasa el rango elástico de deformación. Esta consecuencia depende de la intensidad de la fuerza, de la materialidad de la estructura y de su estructuración, y de acuerdo con esto, se puede determinar dónde la estructura es más susceptible a cierto tipo de cargas.

En hormigón armado podemos encontrar daño relacionado a la pérdida del recubrimiento del hormigón armado, fractura o pandeo de barras y aplastamiento del núcleo de hormigón. Por otra parte, en el acero podemos encontrar daños asociados a la fractura de del material o de soldadura por fatiga, pandeo local o global, entre otros.

1.3.1. Parámetros de demanda ingenieril.

El daño estructural se estima a través de parámetros de demanda ingenieril (EDP por sus siglas en inglés). Dichos parámetros representan un estado físico/mecánico del sistema estructural o de uno de sus componentes y son estimados a través de modelos numéricos. Hancock [6] mostró que los EDP pueden ser clasificados como acumulativos o de tipo máximo, en donde además menciona que los primeros, EDP acumulativos, son más susceptibles a la duración de los registros sísmicos.

1.3.1.1. Parámetros tipo “Máximo”

Los parámetros tipo máximo representan el valor máximo estimado en modelos numéricos de estructuras de alguna magnitud física de la estructura, por ejemplo, el desplazamiento de techo. En general, los códigos de diseño sísmico limitan la demanda de este valor por debajo de la capacidad de la estructura con el fin de prevenir el colapso. Entre estos tipos de parámetros también se encuentra el desplazamiento relativo entre pisos (IDR por sus siglas en inglés), que mide cuando se deforma un piso “i” cualquiera respecto el piso inferior a éste, ver Fig. 6. Este parámetro también suele ser limitado por códigos de diseño sísmico. Sozen 1981 [29] encontró una correlación entre este parámetro de demanda ingenieril y el daño estructural, en donde un valor de IDR de 0.04 representa daño irreparable y a la vez un IDR del 0.06 representa el colapso de un sistema estructural. De la misma manera, Mayes [30] mostró que a un IDR de 0.005 existe gran cantidad de daño a elementos no estructurales (por ejemplo, tabiques y ventanas). Estos EDPs son clasificados como globales, pues muestran una respuesta total de la estructural.

Por otra parte, también existen parámetros EDP máximos locales, como por ejemplo la curvatura máxima alcanzada por una sección de hormigón armado o la rotación de una unión apernada de acero. Estos valores se pueden correlacionar con el daño, y suelen ser utilizados para determinar criterios de aceptación a ciertos niveles de desempeño estructural definidos en el ATC-72 [31]. Otros EDPs locales utilizados como medida de daño son los esfuerzos y deformaciones unitarias en los elementos estructurales, por ejemplo, es conocido que el

hormigón pierde su recubrimiento cuando alcanza una deformación unitaria entre 0.004 y 0.005, o que la fractura del acero puede ocurrir a una deformación unitaria de 0.09. Estos valores son estimados desde el testeo de materiales y son útiles cuando se utilizan modelos numéricos de fibras. Sin embargo, en este tipo de modelación es necesario definir y considerar otros daños en el material, como el aplastamiento del hormigón confinado (Mander et al. [32]) y el pandeo del refuerzo longitudinal (Rodríguez et al. [33]). El estudio de estos y otros estados límites de los materiales aún están bajo estudio.

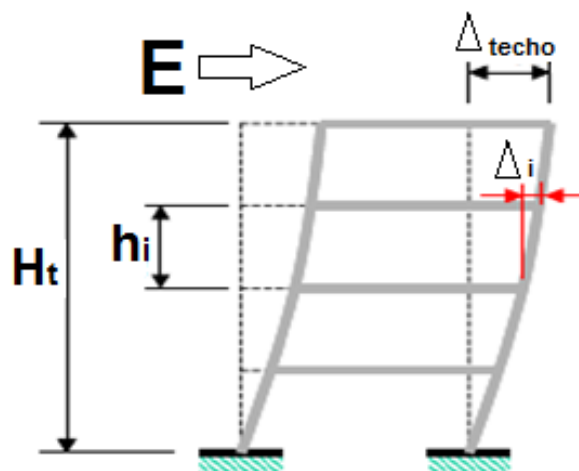


Fig. 6. Deformación de techo y deformación entre piso para una estructura

Los parámetros de demanda ingenieril de tipo máximo suelen tener una baja correlación con la duración de los registros sísmicos. Sin embargo, cuando se consideran modelos que incluyen no linealidades complejas como el efecto P- Δ , o se incluye la degradación de la resistencia y/o rigidez de sus componentes estructurales, la correlación entre los EDP y la duración suele aumentar (Hancock et al. [6]).

1.3.1.2. Parámetros tipo “Acumulativos”

Los parámetros de demanda ingenieril del tipo acumulativo representan una característica del sistema estructural que se puede acumular o perder, y son útiles en cargas de origen dinámico, sobre todo de naturaleza cíclica. Las medidas acumulativas usualmente consideran la energía disipada en una curva esfuerzo- deformación, pero también pueden incluir la suma de ciclos de algún parámetro, así como ser complementados con parámetros de tipo máximo. La Fig. 7 muestra una figura cualitativa de la energía disipada por un sistema elasto-plástico perfecto para una carga cíclica que lleva 3/4 de un ciclo.

Una de las EDPs acumulativas más utilizadas es el Índice de daño de Park y Ang [34]. Este índice predice el daño en un componente estructural o en la estructura a la que pertenece mediante la ponderación de la energía disipada y de la máxima deformación estimada. La ecuación Eq. 4 muestra la fórmula presentada por Park y Ang.

$$DI_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y * \delta_u} \int dE \quad \text{Eq. 4}$$

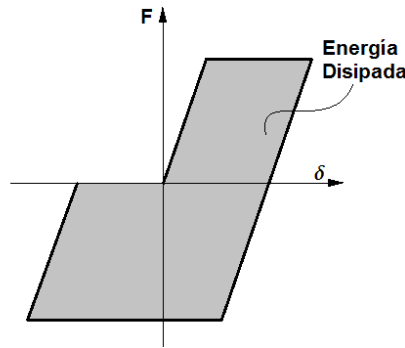


Fig. 7 Energía disipada (gris) en curva de Fuerza vs desplazamiento (figura cualitativa).

La variable δ_m representa la deformación máxima encontrada por el índice y δ_u representa la capacidad máxima de deformación del elemento estudiado. La segunda componente de la suma representa la energía disipada por el elemento (variable E), normalizada por el producto de la variable δ_u y de la fuerza de fluencia Q_y de la estructura, y todo esto multiplicado por un factor β , el cual se obtiene mediante un ajuste estadístico con datos experimentales. Los autores mencionan que se puede utilizar este índice para estimar el daño total de una estructura a través de factores que determinan la influencia de cada elemento estructural sobre ella. Park et al. [35] estudiaron varios edificios de marcos de hormigón armado y calibraron el índice de daño describiendo que cuando el parámetro es igual a cero representa un estado estructural sin daños, mientras que un índice igual a 1 o mayor representa el colapso completo de la estructura, marcando el límite de daño reparable a no reparable a un índice igual a 0.4.

En la literatura existen otros índices que estiman el daño a través de medidas acumulativas, como por ejemplo el índice de Reinhorn y Valles [36], que se muestra en la Eq. 5. con una fórmula similar a la del índice de Park y Ang, pero que está calibrada para representar el daño debido a fatiga de bajo ciclaje.

$$DI_{PA} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \left(\frac{1}{1 - \frac{\int dE}{4 * Q_y * (\delta_u - \delta_y)}} \right) \quad \text{Eq. 5}$$

Los parámetros de demanda ingenieril que consideran la energía disipada suelen ser utilizados para estimar el daño. Hindi y Sexsmith [37] propusieron estimar el daño a través de la cantidad de energía disipada en el último ciclo de histéresis respecto al valor inicial, y de esta forma, cuantificar cuanto no está disipando respecto del valor inicial. También, Kratzig y Meskouris [38] proponen un índice de daño total, considerando factores para el daño asociado a la energía disipada en el rango de deformaciones negativas (D^-) y otro factor para deformaciones positivas (D^+). En la Eq. 6 se muestra la expresión general propuesta por los autores.

$$D = D^+ + D^- - D^+ * D^- \quad \text{Eq. 6}$$

Otro tipo de medidas acumulativas son las que cuentan el número de ciclos o suman la cantidad de ciclos inelásticos para relacionarlos con algún tipo de daño. Un ejemplo de esto es la fatiga de bajo ciclaje del refuerzo de acero, esta falla representa una fractura prematura de este elemento debido a los ciclos de deformación inelástica al cual es sometido el refuerzo. Este fenómeno se produce debido a un cambio a nivel molecular que fragiliza la barra de acero. Coffin en 1954 [39] propuso una expresión para estimar la vida de fatiga para distintos elementos y ha sido utilizada en distintos estudios (Mander et al. [40], Brown et al. [41], Ghannoum et al. [42], entre otros). La expresión utilizada para predecir la vida de fatiga de una barra relaciona una amplitud de deformación con la cantidad de ciclos que es capaz de soportar un elemento sometido a esa amplitud. Sin embargo, las sollicitaciones sísmicas son aleatorias y para ser uso de la expresión anterior es necesario reorganizarlas. Miner en 1945 [43] propone que el daño se acumula linealmente, y por ello, cualquier señal puede reordenarse para formar ciclos de amplitud definida, para posteriormente sumarlas. En consecuencia, es necesario encontrar un método de ordenamiento de señales como lo es el “*Rainflow Counting*” (ASTM E1049 [44]). Este método puede ser utilizado para estimar el daño debido a la fatiga de bajo ciclaje, como se propone en PEER 2008/08 [45] para perfiles de acero estructural. La figura Fig. 8 muestra uno de los resultados de [41], donde se muestra que hay un número finito de ciclos para una amplitud dada de deformación unitaria que es capaz de soportar una barra sometida a cargas cíclicas.

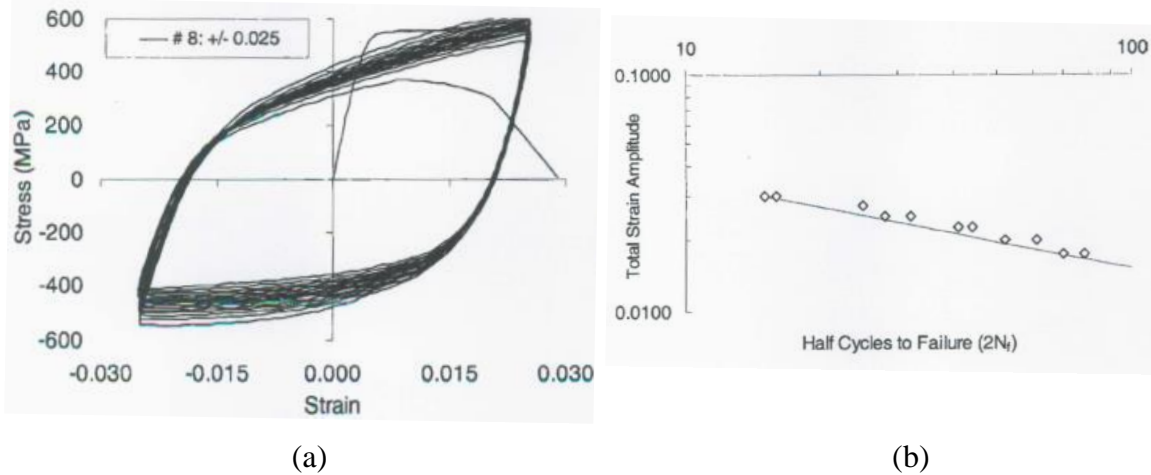


Fig. 8. (a) Curva esfuerzo-deformación para un ensayo cíclico de una barra #8 sometida a ciclos estables de deformación unitaria igual al 2.5% hasta la fractura por fatiga. (b) Relación entre cantidad de ciclos hasta la falla con la amplitud de deformación unitaria. Fuente: Brown et al. [41]

En la misma línea, el EDP denominado Ductilidad de Desplazamientos Acumulada (CDD por sus siglas en inglés) representa una cantidad de incursión en el rango no lineal. Bazález et al [46] usan este parámetro para desarrollar un protocolo de carga para columnas de puentes de hormigón armado, haciendo que el protocolo tenga un CDD similar al de un registro de larga duración.

Su et al. [47] proponen un índice que mezcla parámetros máximos y que representan estados límites de los materiales (hormigón y acero), junto a la predicción de fatiga de bajo ciclaje para columnas. El índice considera la pérdida del recubrimiento de hormigón, pandeo y fractura del acero a través de las deformaciones unitarias de los materiales. Los autores apuntan a predecir la evolución del daño en un elemento estructural evaluando los parámetros paso a paso del análisis.

Existen variados índices y parámetros de demanda que pueden ser relacionados con algún estado de daño estructural. Para una revisión más exhaustiva de las medidas de daño existentes, revisar Sinha y Shiradhonkar [48], Ghojarah et al. [49], Su et al. [47] y Consenza y Manfredi [50].

1.4. Efecto de la duración de los registros sísmicos en la respuesta estructural.

Como se ha mencionado, el efecto de la duración de los registros sísmicos ha sido objeto de estudios en las últimas décadas. Hancock & Bommer [6] en 2006 realizaron una compilación de estudios analíticos y experimentales sobre el efecto de la duración en estructuras hasta aquel año, clasificándolos de acuerdo a las características principales de modelación, métrica de duración, parámetros de demanda ingenieril y nivel de efecto de la duración encontrado. Los autores concluyeron que los estudios que utilizaban parámetros de demanda ingenieril del tipo acumulativo usualmente encontraban una correlación entre aquellos parámetros y la duración de los registros sísmicos. Esta correlación también se constató cuando se utilizaban parámetros de demanda máximos, pero solo en aquellos estudios que utilizaron modelos que incluían leyes de histéresis que degradan la resistencia y la rigidez de la estructura. Finalmente, Hancock & Bommer mencionan la importancia de las medidas acumulativas, y que estas deberían ser más utilizadas en diseño debido a que entregan más información sobre el estado probable de daño de las estructuras. Mas aún, también recomiendan que estudios realizados en este tópico deben mencionar explícitamente qué tipo de métrica de duración utilizan, medida de demanda ingenieril y tipo de modelación, debido a que los resultados suelen depender de estas elecciones.

1.4.1. Estudios experimentales

Los estudios experimentales generalmente utilizan medidas indirectas de duración para buscar correlaciones con los parámetros de demanda registrados durante el experimento. Por ejemplo, los ciclos de carga y energía disipada son medidas que se incrementan con el aumento de la duración de los registros sísmicos. En [6] se menciona que un número mayor de ciclos de carga lleva a un daño estructural mayor.

Brown et al. [41] estudiaron experimentalmente el fenómeno denominado fatiga de bajo ciclaje en barras de acero de refuerzo para hormigón armado con el objetivo de predecir la vida de fatiga de estos elementos, encontrando una relación entre una amplitud de deformación unitaria y la cantidad de ciclos que es capaz de soportar una barra de acero hasta fracturarse. Kunnath et al. [51] y Ghannoum et al. [42] también estudiaron este tipo de daño, ampliando la investigación en diámetros, resistencia y tipos de soportes. Los resultados

muestran que a mayor número de ciclos de deformación, las barras de acero se fracturan por fatiga, y dado que un registro de larga duración induce una mayor cantidad de ciclos equivalentes, las estructuras serían más susceptibles a que las barras de acero se fracturen por fatiga de bajo ciclaje cuando son sometidas a registros de larga duración. A modo de ejemplo se menciona que Mantawy et al. [52] llevaron a cabo un estudio analítico, donde muestra que el acero de refuerzo longitudinal es más susceptible al daño por fatiga de bajo ciclaje cuando registros de larga duración son considerados, y también en [4] se señala que en observaciones de campo realizadas después del terremoto del Maule 2010, se encontraron fracturas en barras asociadas al fenómeno de fatiga de bajo ciclaje (ver Fig. 9).



Fig. 9. Daño asociado a fatiga de bajo ciclaje en edificio de Chile después del terremoto del Maule 2010, Fuente: Naeim et al. [4].

Goodnigh et al. [53] ensayaron 8 columnas de puentes de hormigón armado a cargas cíclicas y a registros de desplazamiento lateral de modelos no lineales, en donde encontró que ciclos repetitivos de cargas laterales crea un ambiente desfavorable para la estructura, facilitando el pandeo de la barra longitudinal a un desplazamiento dado e incluso disminuyendo la ductilidad de la barra, alcanzando una fractura antes de lo esperado. Mohamed [54] ensayó columnas de hormigón armado sometidas a registros basales de larga y corta duración en mesas vibratorias, encontrando que la columna sometida a registros de larga duración presentó una falla por fractura de las barras longitudinales a una intensidad del 125% de la intensidad base, mientras que la columna sometida a registros de corta duración falló a un 175% de la intensidad base, con la fractura de una sola barra longitudinal. El autor concluye que los registros de larga duración tienen un efectivo negativo en la capacidad de deformación de columnas de hormigón armado. Mehary et al. [55] también ensayaron

columnas de hormigón armado, pero en este caso, las columnas estudiadas eran deficientes sísmicamente debido a que fueron diseñadas y detalladas con mínimas consideraciones sismorresistentes. En el estudio, se utilizó un protocolo de carga especialmente diseñado para reproducir el efecto de los registros de larga duración. Los resultados mostraron, por un lado, que la capacidad de deformación de las columnas está influenciada por la cantidad de ciclos al que se somete y, por otro lado, que el tipo de falla de las columnas puede variar debido al deterioro y daño que puede provocar una mayor cantidad de ciclos de deformación. Un estudio experimental más reciente, desarrollado por Kashani et al. [56] muestran que a una intensidad del 300% de la intensidad base (nivel de intensidad definido como daño severo), los registros de corta duración alcanzan una deformación lateral levemente mayor que los registros de larga duración, sin embargo a una intensidad del 500% de la intensidad base (nivel definido como daño estructural completo) los registros de larga duración alcanzan una deformación lateral un 35% mayor que los registros de corta duración, la conclusión del estudio menciona que los desplazamientos máximos estimados si son afectados por la duración de los registros. Lopez et al. [57] ensayaron 6 columnas de puentes con detallamiento subestándar para cargas sísmicas para estudiar el efecto de la duración de los registros, en donde 3 de aquellas columnas tenían refuerzo continuo en la base y las otras 3 tenían empalmes en la base. El estudio encontró que en las columnas de refuerzo continuo las barras pandeaban después del peak de los registros subductivos, mientras que para los registros corticales sólo existía desprendimiento del recubrimiento. Por otra parte, las columnas con empalme en la base siempre fallaban por deslizamiento de la barra, ocurriendo antes en los registros subductivos. También se encontró un incremento en la demanda de deformación unitaria en las barras longitudinales de las columnas para los mismos tipos de registros. Finalmente, los autores concluyeron que un mayor nivel de daño se puede esperar de registros subductivos que registros corticales espectralmente equivalentes.

Estudios experimentales que investigan directamente el efecto de la duración en estructuras son limitados, y como se mencionó, las investigaciones que se han realizado utilizan medidas indirectas de duración, como la cantidad de ciclos o energía disipada. Aún falta por experimentar en este tópico, sin embargo, la tendencia de los resultados muestra que sí existe un efecto de la duración en las estructuras, que puede ir desde cambiar el tipo de falla de la estructura, reducir la intensidad a la que podría ocurrir este tipo de falla, así como aumentar la deformación lateral demandada y reducir la capacidad de la estructura.

1.4.2. Estudios analíticos

La mayoría de los estudios analíticos se centran en marcos de acero y de hormigón armado, debido a que estos sistemas estructurales son los más utilizados. Chandramohan et al. [7] estudiaron un marco de acero especial a momento de 5 pisos y mediante un análisis dinámico incremental determinó que existe una disminución del 29% en la capacidad media al colapso cuando se comparan los resultados de un set de corta y de larga duración. Posteriormente, en otro estudio desarrollado por el mismo autor [11] y donde se considera la información de amenaza sísmico, se determinó que existe un incremento de 3 veces en la frecuencia media anual de colapso y además un incremento de 7 veces la probabilidad de colapso cuando se consideran registros de larga duración a la intensidad del máximo sismo considerado (MCEr). Resultados similares encontró Barbosa et al. [9], quienes estudiaron 3 marcos de acero especiales a momento. En dicho estudio, luego de análisis dinámicos incrementales y del post procesamiento de los datos, se concluyó que existe un incremento en la deformación máxima entre piso demandada y un incremento en el índice de daño de Park y Ang cuando se consideran registros de larga duración en el análisis. En ambos estudios los modelos se formaban con elementos elásticos, rotulas plásticas en los bordes con la capacidad de degradación de resistencia y rigidez. Foschaar et al. [8] investigaron un marco arriostrado de 3 pisos, modelado con columnas y vigas elásticas con rótulas en sus extremos, mientras que las diagonales se modelaron con elementos de plasticidad distribuida y fibras de acero con la capacidad de degradar la resistencia y rigidez. Los autores encontraron que la intensidad necesaria para causar el colapso estructural es menor cuando se consideran registros de larga duración en comparación a los registros de corta duración.

Siguiendo con la tendencia mostrada en los estudios referidos a marcos de acero, Raghunandan et al. [10] estudiaron 17 estructuras de marcos de hormigón armado de variadas características, encontrando una alta correlación entre la duración y la energía disipada por el sistema, también descubriendo que los sistemas de baja ductilidad no presentan una alta correlación con la duración, debido a que el efecto de la duración es mayor a niveles altos de intensidad y estos sistemas suelen no alcanzar los niveles de desplazamiento asociados a aquella intensidad. Adicionalmente, Bhanu et al. [58] encontraron una reducción en la capacidad de deformación entre piso del 46% en edificios de marcos de hormigón de dos pisos y una reducción de 28% en edificios de 8 pisos después de un análisis dinámico incremental, cuando se comparan los resultados de un set de registros de larga duración con uno de corta duración. En la Fig. 10, se muestran las curvas IDA para el edificio de 8 pisos

del estudio mencionado. Chandramohan et al. [11] también estudiaron el efecto de la duración en una columna de puente de hormigón armado, encontrando una reducción del 17% en la capacidad media de colapso de la columna cuando un set de registros de larga duración es considerado.

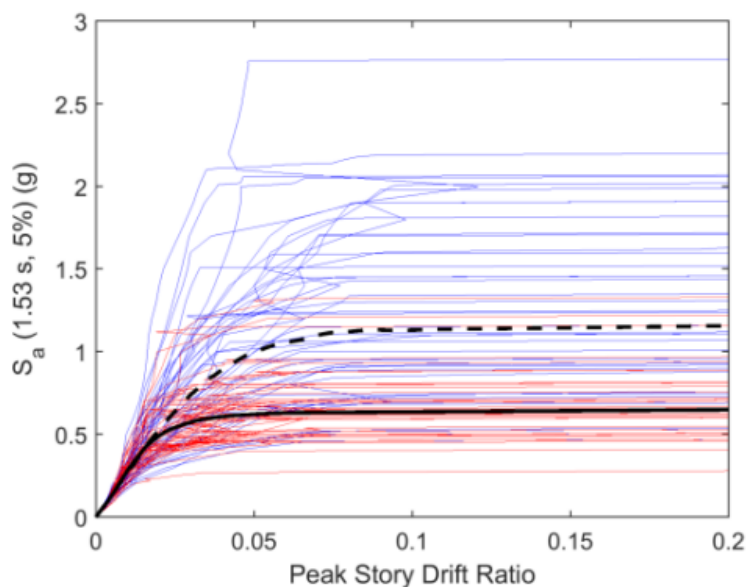


Fig. 10 Curvas de los análisis dinámicos incrementales para el marco de 8 pisos considerado en el estudio desarrollado por Bhanu et al. [58]. En líneas azules se ve la respuesta de los registros de corta duración con el promedio graficado en línea segmentada, en líneas rojas se ve la respuesta de los registros de larga duración con el promedio en línea continua.

La bibliografía respecto a la influencia de la duración de los registros en muros de hormigón armado es limitada. Por otra parte, los resultados de estudios analíticos en otros sistemas estructurales muestran que la duración sí tiene una influencia, lo que motiva a investigar el efecto que podría tener en muros de hormigón. Recientemente, se publicó un estudio desarrollado por Ventura et al. [59], en donde se concluye que a grandes niveles de intensidad el efecto de la duración es importante y debe ser considerado, también que la deformación entre piso demandado es mayor cuando se considera un muro de 12 pisos o de mayor altura.

El efecto de la duración también ha sido investigado en sistemas sismorresistentes no convencionales. Giouvaninis et al. [24] muestran que en sistemas susceptibles al “rocking” otra medida de duración debe ser usada para encontrar una mejor correlación y también que es posible que registros de gran magnitud y larga duración produzcan un incremento en el fenómeno de “rocking”. Pan et al. [16] estudiaron como afecta la duración de los registros

sísmicos en tabiques de madera, con leyes de histéresis calibradas con datos experimentales, encontrando que para los registros de larga duración existe una reducción de la intensidad de colapso entre 26% y 61% para los modelos de análisis considerados, también una disminución de la capacidad lateral de deformación Wang et al. [25] investigaron el efecto de la duración en un modelo analítico de una represa gravitacional de hormigón, en donde encontró que la duración incrementa la deformación, y que además este efecto se intensifica cuando las componentes vertical y horizontal de excitación basal son consideradas en una métrica de duración híbrida. Por otra parte, Xu et al. [60] estudiaron una represa de relleno de rocas con caras de hormigón, encontrando que los desplazamientos verticales y horizontales son influenciados por la duración, con la posibilidad de causar inestabilidad o falla por deslizamiento.

Varios autores han estudiado sistemas de un grado de libertad, encontrando la misma tendencia mostrada en otros sistemas estructurales. Hou et al. [14] encontraron que la duración tiene una mayor influencia en la tendencia central de la demanda de energía disipada que en la demanda de ductilidad, también concluye que el protocolo de carga de FEMA 461 [61] puede no ser adecuado para predecir la demanda de energía disipada cuando se esperan sismos de larga duración. Resultados similares obtuvieron Molazadeh et al. [62], en donde se modeló un sistema de un grado de libertad con la capacidad de degradación de rigidez, encontrando no sólo una influencia en la tendencia central en la demanda de energía disipada, sino también en la demanda de ductilidad.

1.5. Modelación estructural

En la literatura se mencionan distintos métodos de modelación estructural para muros de hormigón armado. El primero y más simple, es el método de plasticidad concentrada a través de “rotulas plásticas”, el cual consiste en concentrar la plasticidad del muro en su base, que es el lugar más probable donde ocurra la mayor fuerza y por ende la plastificación. Este método utiliza el análisis seccional de flexión-curvatura para relacionar la deformación de la base con el desplazamiento en la zona superior de la estructura, y para su uso se requiere conocer al menos los siguientes parámetros: momento de fluencia, momento de rotura, curvatura de fluencia y curvatura de rotura. Este tipo de modelo se menciona en el ASCE 41 [63] para su uso en hormigón armado. La Fig. 11 muestra un diagrama de momento-curvatura idealizado donde se indica el momento de fluencia y el último, también se muestra la curva idealizada del estándar ASCE41. En general, este tipo de modelos puede funcionar bien para un análisis estático no lineal, pero en un análisis dinámico requiere definición de leyes de

histéresis que dependen de distintos parámetros a calibrar y que suelen ser comportamientos muy complejos.

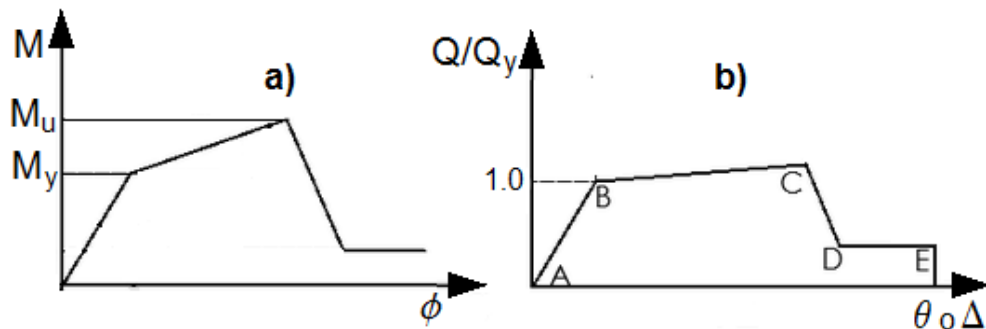


Fig. 11. a) Curva idealizada de momento-curvatura; b) curva idealizada fuerza-rotación/desplazamiento del ASCE41.

Otro tipo modelo de plasticidad concentrada y que es similar al anterior, son aquellos que emplean una mayor cantidad de atributos no lineales en la relación deformación local y deformación global, por ejemplo, la carga axial y su efecto en la capacidad local. En general, este tipo de modelos de “plasticidad concentrada” utilizan un método denominado “sección por fibras” para modelar la sección transversal de hormigón armado, y que consiste en dividir la sección transversal de hormigón armado en pequeñas fibras de hormigón y acero, a las que se les otorga las propiedades mecánicas axiales de dichos elementos, la primera formulación de esta estos elementos fue hecha por Kaba y Mahin en 1984 [64].

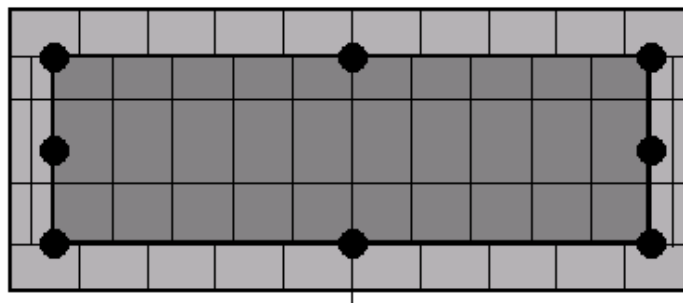


Fig. 12. Esquema de una sección de hormigón de fibras.

La Fig. 12 muestra un esquema de una sección de hormigón armado por fibras, en donde los puntos negros representan al acero longitudinal de refuerzo y los cuadros grises el hormigón, por una parte, gris claro corresponde al hormigón sin confinar y el gris oscuro el hormigón confinado por el refuerzo transversal. La sección por fibra sigue por definición la hipótesis

de Navier-Bernouilli, secciones planas permanecen planas después de la deformación, por ello para una curvatura dada, cada fibra se estira o comprime de acuerdo con el perfil de deformación impuesta, luego por equilibrio se estiman las fuerzas internas. Esto entrega indirectamente la interacción con la fuerza axial del elemento. Sin embargo, requiere una definición de las leyes constitutivas de los materiales. Por ejemplo, para el hormigón se puede usar la formulación de Mander 1988 [32] (ver Fig. 13) y para el acero la de Menegotto-Pinto [65] (ver Fig. 14).

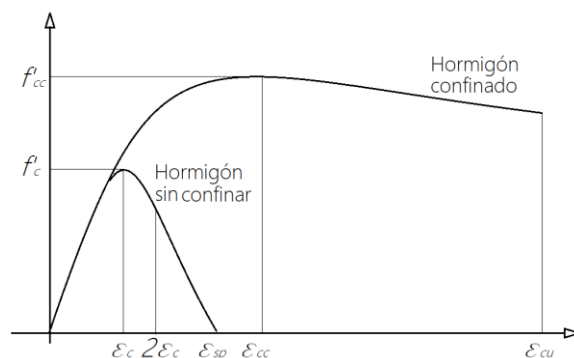


Fig. 13. Esquema modelo constitutivo de Mander para hormigón.

Luego de los modelos en donde la no-linealidad se concentra en un punto, existen aquellos de “plasticidad distribuida”, en donde todo el elemento puede contribuir al comportamiento no lineal de la estructura. Existen dos tipos de formulaciones para estos elementos, el primero que se ha denominado “Basado en Desplazamientos” y otro “Basado en Fuerzas”. El primero consiste en utilizar un método similar al de rigidez, en donde mediante polinomios se aproxima la deformación interna del elemento considerando las rotaciones y desplazamientos en los nodos, esto a su vez significa que la curvatura y la deformación axial varía de forma lineal dentro del elemento. Hellesland y Scordelis [66] desarrollaron un método con estas características. Las fuerzas internas dentro de estos elementos “Basados en Desplazamientos” se estiman de acuerdo con la cantidad de puntos de integración, y con aquellos puntos, las fuerzas en los extremos. Algunos problemas que suelen tener estos elementos son: que no se cumpla el equilibrio de fuerzas internas respecto a las indicadas en los nodos, y que se sobreestime la capacidad resistente y de deformación.

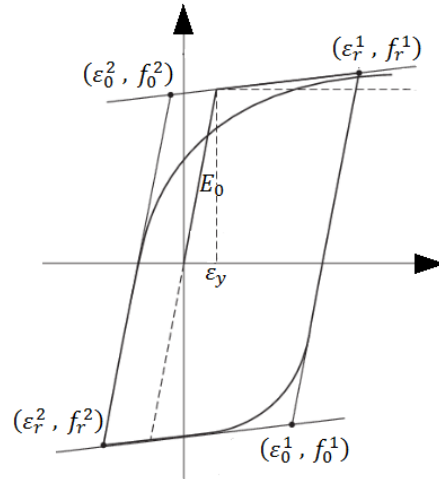


Fig. 14. Esquema de modelo constitutivo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo (figura obtenida del manual de OpenSEES [13]).

La segunda formulación “Basada en Fuerzas”, consiste en la aproximación de las fuerzas internas del elemento mediante funciones lineales, lo que mantiene el equilibrio local del elemento de forma correcta. Posteriormente, se estima la deformación interna en puntos escogidos previamente, para luego estimar los desplazamientos en los nodos. Esta formulación fue desarrollada por Taucer et al. [67]. El método es esencialmente iterativo y se deben incorporar puntos de integración internos al elemento, en donde, para un estado inicial de fuerzas y rigidez globales, se interpolan las fuerzas internas en cada punto de integración para posteriormente estimar las deformaciones locales con las relaciones seccionales del elemento (deformación unitaria axial y carga axial, momento y curvatura). Luego, se verifica nuevamente el equilibrio de fuerzas, se estima la rigidez tangente en ese nuevo estado, se recalculan las deformaciones en los nodos, se corrige el equilibrio global y luego se vuelve a iterar en el elemento, hasta cumplir con una tolerancia que puede estar asociada a fuerzas, desplazamientos o energía.

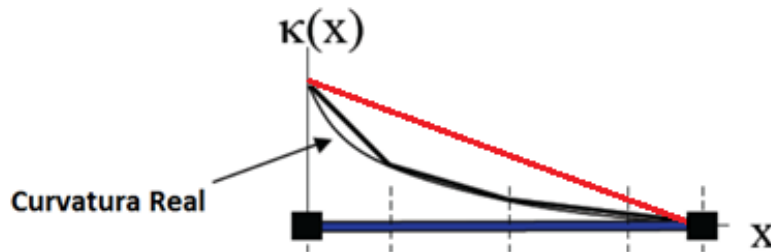


Fig. 15. Interpolación de curvatura en elemento de plasticidad distribuida basado en fuerzas.

La Fig. 15 muestra el esquema de interpolación para la curvatura del elemento considerando 5 puntos de integración (2 en bordes y 3 internos) para el elemento de plasticidad distribuida basada en fuerzas (línea gruesa de color negro) y para un elemento basado en desplazamientos (línea gruesa de color rojo). La primera aproxima linealmente la fuerza de momento dentro del elemento, y desde aquella aproximación se estiman las curvaturas en cada punto de integración, a diferencia de la formulación basada en desplazamientos, en donde la curvatura se aproximaría con una función lineal entre los nodos externos del elemento y dada la curvatura se estima la fuerza interna. Con este pequeño esquema es claro porqué en una formulación basada en desplazamiento se sobreestima la capacidad de deformación y resistencia, pues hay más curvatura y fuerza donde no debería, pero por otra parte, al incrementar la discretización del elemento no lineal, es probable que nos aproximemos a la solución exacta. De la misma forma, que se aproxima el método basado en fuerza con una mayor cantidad de puntos de integración. En general, estos elementos utilizan secciones de fibras en cada punto de integración interno.

Este tipo de elementos son los más utilizados para el análisis no lineal de estructuras, por el equilibrio entre buenos resultados y costo computacional. Un estudio desarrollado por Pugh [68] menciona que utilizar elementos basados en fuerzas permite simulaciones computacionales más eficientes. Sin embargo, tienen algunos problemas a tener en consideración. Por ejemplo, no consideran la deformación por corte, que es importante en muros de hormigón armado y además pueden ocurrir problemas de localización de la plasticidad. El primero es fácil de solucionar, ya sea acoplando al elemento la deformación por corte con una ley constitutiva elástica o no lineal. Estudios experimentales han reportado que la deformación debido al corte puede representar un 30% del desplazamiento lateral [69]. El segundo problema puede ser considerado ya sea normalizando la energía de deformación de los elementos, por ejemplo, siguiendo el procedimiento planteado por Lee et al. [70] o definiendo un largo apropiado de elemento como mencionan Calabrese et al. [71].

Otra forma de modelar estructuras de muros es con elementos “área”. Con estos elementos hay otros mecanismos que se pueden capturar, por ejemplo, en algunas configuraciones de muros no se cumple la hipótesis de Navier-Bernoulli, lo que puede introducir errores en la estimación de las fuerzas de flexión y corte. Existen distintas formas de modelar la no-linealidad de estos elementos y distintas propiedades que incluir. Por ejemplo, en el software Vector2 [72] utiliza elementos tipo “membrana”, es decir, elementos área que solo consideran grados de libertad en el plano del área y no fuera de éste, con el fin de modelar el hormigón siguiendo alguna ley constitutiva acorde y además considera elementos tipo barra

para modelar el acero de refuerzo. Uno de los puntos importantes que tiene en consideración este software de elementos finitos es la “teoría de campo de compresión” desarrollada por Vecchio et al. [73] (*“Compression-Field Theory”*) la que de forma resumida consiste en modificar la ley constitutiva a compresión del hormigón debido a la fuerza de corte en el elemento, lo que en coordenadas principales induce una tracción, a esto se le denomina, Interacción Flexo-Compresión y Corte. La Fig. 16, obtenida de [73], muestra una disminución en la resistencia a compresión del elemento en diagonal (dirección 2) debido a que en la tracción que siente el refuerzo (tracción en dirección 1), en la misma referencia, los autores mencionan que este método permite predecir los resultados experimentales a probetas sometidas a corte puro.

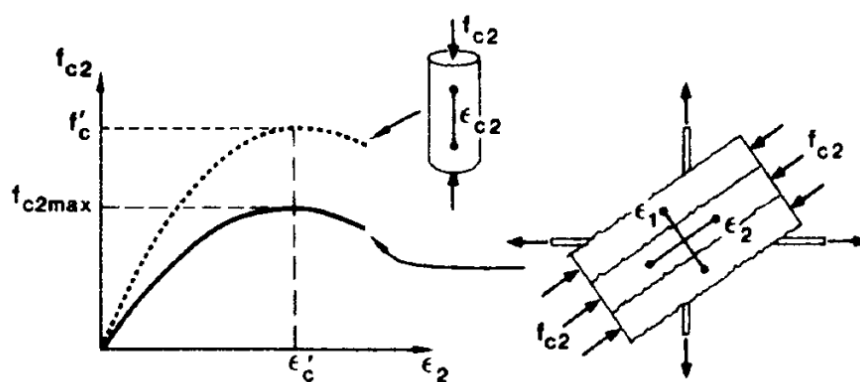


Fig. 16. Relación esfuerzo-deformación para hormigón agrietado en compresión, imagen obtenida de [73]

Por otra parte, existen modelos área denominados Multi-Capa, que consideran tanto el comportamiento de membrana como el de “placa” (desplazamientos y rotaciones fuera del plano) y que como su nombre lo denota consideran distintas capas para los materiales. En 2015, Lu et al. [74] desarrollaron una metodología para crear un elemento área en el software OpenSEES [13], que considera capas de hormigón y acero, en donde la capa de hormigón es modelada de forma tal de considerar agrietamiento, aplastamiento y trabazón del agregado, los autores mencionaron que este modelo es capaz de repensar el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado correctamente. También existen softwares comerciales y típicos de la práctica de diseño que utiliza este tipo de metodología de elementos área multicapa. Por ejemplo, el software ETABS [75] permite crear un elemento área con distintas capas y donde además permite seleccionar las direcciones de aquellas capas que se comportan lineales y no lineales.

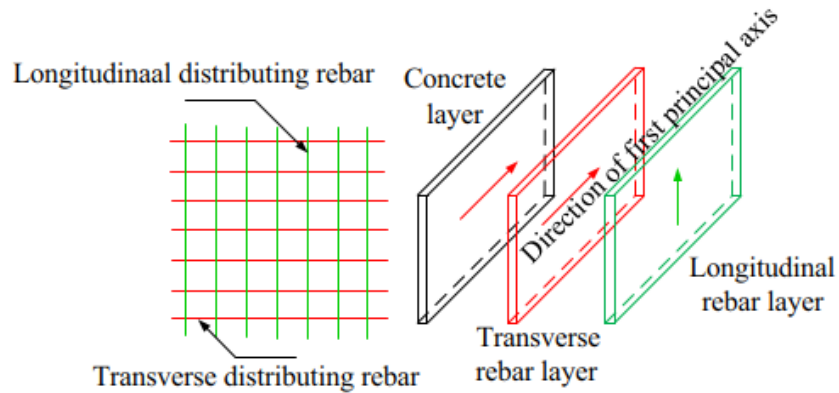


Fig. 17. Capas consideradas en un elemento multicapa, imagen obtenida de [74]

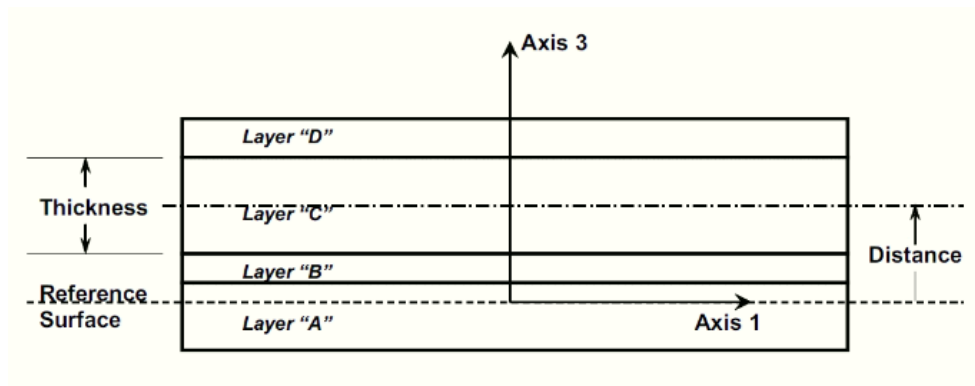


Fig. 18. Elemento de modelo multicapa de software ETABS, imagen obtenida de [75]

Finalmente, existen otros tipos de modelos que no concuerdan con ninguna de las categorías anteriores y que han sido exitosos en modelar el comportamiento estático y dinámico de muros. Uno de estos modelos es el desarrollado por Panagiotou et al. [76] que consiste en modelar el muro con puntales y tensores no lineales, los cuales los autores denominaron “*MicroTruss*”, en donde una de las principales propiedades de esta metodología es que permite modelar discontinuidades de mejor manera, es fácil incluir elementos tridimensionales y no necesita cumplir con la hipótesis de Navier-Bernoulli. También se incluyó el efecto de la interacción Flexo-Compresión-Corte.

Otro modelo similar es el propuesto por Kolozvari et al. [77], donde se modela la sección transversal de hormigón armado con varios elementos verticales denominadas macro-fibras, similares a una sección por fibras, pero con la diferencia que al mismo tiempo se modela el comportamiento a corte en cada uno de estos elementos verticales, y por lo tanto requieren una dimensión específica vertical. Este modelo utiliza una formulación similar al método de

puntal tensor para considerar el efecto de la interacción Flexo-Compresión-Corte y al mismo tiempo considera la hipótesis de Navier-Bernoulli para estimar el momento en las secciones, en la Fig. 19 se muestra el esquema de implementación del modelo desarrollado para el software OpenSEES [13].

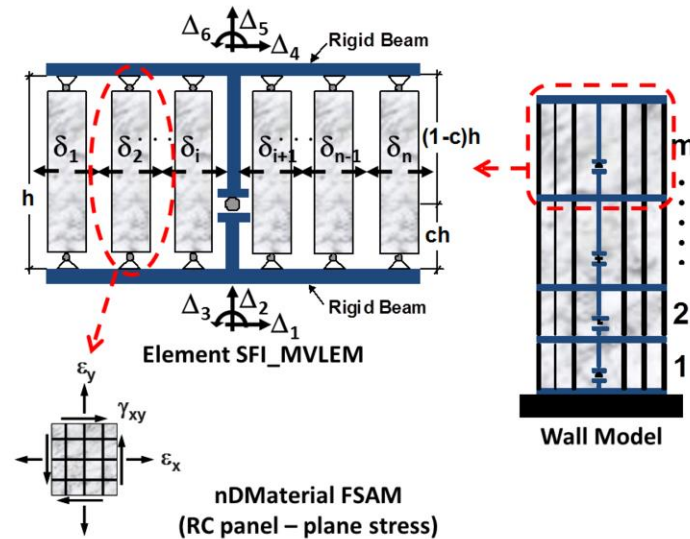


Fig. 19. Modelo SFI-MVLEM de Kolozvari, imagen obtenida de [13]

Otro mecanismo que se debe considerar en la modelación de muros es el deslizamiento del refuerzo en la unión con la fundación. En 1983 Eligehausen et al. [78] desarrollaron un estudio para determinar la relación entre el deslizamiento y la fuerza de la barra para cualquier tipo de sollicitación, motivado para mejorar el entendimiento de este fenómeno debido al daño encontrado después de grandes terremotos y además reconociendo que en aquella época las pruebas en barras se hicieron sólo en ensayos monotónicos. Por otra parte, en el estudio de Tran y Wallace [69] se encontró que la deformación debido al deslizamiento de la barra en la base del muro puede representar desde el 10 al 40% de la deformación lateral debido a la flexión. Incluir este fenómeno en el análisis significa mejorar la representación del comportamiento dinámico, pues hay una flexibilidad que se suma al sistema cuando se considera. Un estudio que desarrolló un modelo deslizamiento-esfuerzo para este fenómeno fue el de Zhao et al. [79], calibrado con datos experimentales e implementado directamente en el software OpenSEES [13].

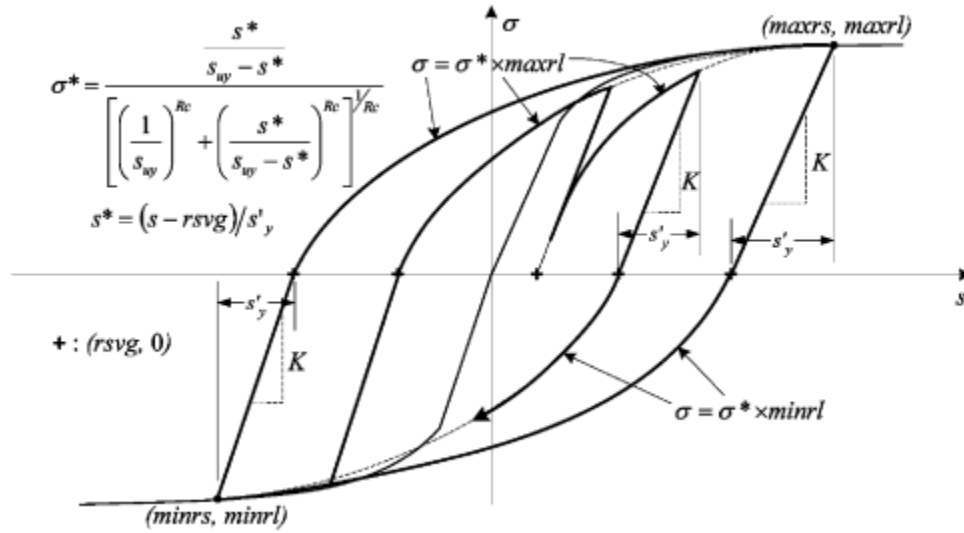


Fig. 20. Modelo esfuerzo-deslizamiento para la barra en la unión del muro con la fundación, imagen obtenida en [79]

La Fig. 20 muestra la ley constitutiva e histéresis para la relación entre esfuerzo y deslizamiento de barra propuesta en [79], los autores finalmente determinaron que se debían calibrar 4 parámetros, el deslizamiento de fluencia (s_y), el deslizamiento último (s_u) y el factor de reducción de rigidez (b), y el coeficiente de “pinching” R_c .

La fórmula propuesta para el deslizamiento de fluencia se presenta en la Eq. 7:

$$s_y = 2.54 \left(\frac{d_b}{8437} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} (2\alpha + 1) \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad [mm] \quad \text{Eq. 7}$$

Esta fórmula depende del diámetro de la barra (d_b) en milímetros, la fluencia (f_y) en megapascascales, la resistencia a compresión cilíndrica del hormigón (f'_c) en megapascascales y de un factor α que el auto define en 0.4. Por otra parte, el valor del deslizamiento último s_u varía entre 30 a 40 veces el deslizamiento de fluencia.

El tipo de modelo a utilizar en el análisis de muros depende del objetivo que se desea estudiar, de la forma de carga, de su comportamiento dinámico, entre otras características. Por ejemplo, si se quiere determinar si un muro tiene capacidad de deformación suficiente para una demanda dada, un modelo de plasticidad concentrada puede que sea suficiente. Otro ejemplo es para muros muy flexibles donde es probable que modos de vibrar superiores

puedan hacer fluir zonas distintas a las esperadas, y por ello modelarlo con elementos de plasticidad distribuida sea suficiente. Finalmente, si se busca predecir las zonas de posible agrietamiento, o el espesor de estas grietas, un modelo que utilice áreas puede indicar en que zonas la deformación unitaria superó el límite del hormigón.

MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MUROS DE H.A.

2.1. Modelación estructural.

Se utilizó el software de código abierto OpenSEES [13], con las herramientas ya incorporadas en el software. Como el objetivo de este estudio es comparar el comportamiento dinámico de un set de registros de corta duración con otro de corta duración a nivel local y global y no predecir, por ejemplo, el espesor de las grietas, un macro-modelo de plasticidad distribuida es suficiente para representar el comportamiento no lineal. Para ello, cada muro se modeló con dos nodos, entre los cuales se define un elemento denominado “*ForceBeamColumn*”, que corresponde a un elemento de plasticidad distribuida basada en fuerzas, descrito en el estado del arte de este documento. Se escogió este tipo de elemento por la rápida convergencia en entregar la solución al sistema de ecuaciones, y en general más exacta que con el elemento basado en desplazamiento [80].

Al elemento se le asigna una sección transversal, en este caso, de hormigón armado. Mediante una sección de fibras se modelan las propiedades del hormigón confinado, sin confinar y del acero longitudinal. La sección por fibra sigue por definición la hipótesis de Navier-Bernouilli, secciones planas permanecen planas después de la deformación, por ello para una curvatura dada, cada fibra se estira o comprime de acuerdo con el perfil de deformación impuesta, luego por equilibrio se estiman las fuerzas internas. Este componente sólo aporta el desplazamiento debido a flexión-compresión del elemento. Sin embargo, y según la recomendación dada en [69], el modelo estructural debe ser capaz de considerar la deformación por corte y la rotación de cuerpo rígido debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal en la interfaz de muro y fundación. Estos desplazamientos se describirán más adelante.

La ley constitutiva del hormigón fue modelada con el material uniaxial “concrete04”, el cual sigue leyes de carga/descarga lineales y coincide con el modelo de Mander 1988 [32] cuando se considera un módulo elástico igual al especificado en el ACI318 [81]. Para la etapa de calibración, los valores de compresión cilíndrica máxima y la deformación unitaria asociada se obtienen de datos experimentales. Por otra parte, para la etapa de estudio de modelos no lineales, se considera la compresión cilíndrica igual a la utilizada para diseño con una deformación unitaria asociada de 0.002. En ambos casos se consideró una deformación unitaria última sin confinar igual a 0.005 y una deformación unitaria última confinada estimada con la formulación de Mander, la cual utiliza el volumen de refuerzo transversal y volumen de hormigón.

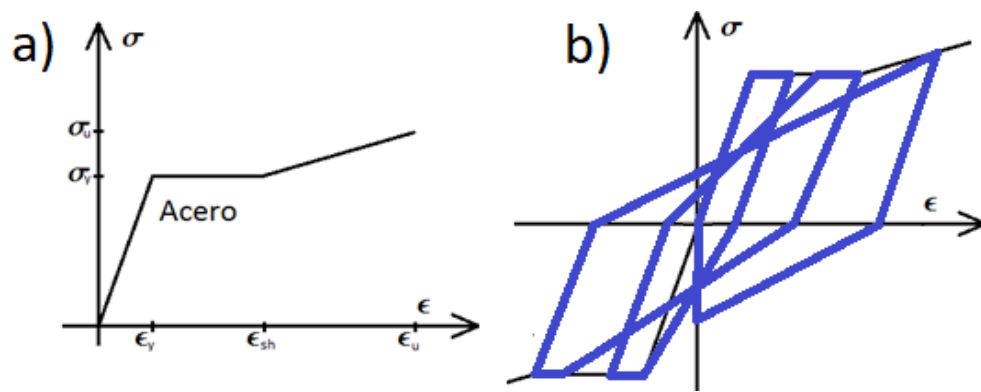


Fig. 21. a) Ley constitutiva acero y b) esquema cualitativo histéresis de material "Hysteretic".

Para el acero se considera una ley trilineal de esfuerzo-deformación, la cual fue modelada con el material “Hysteretic” del software OpenSEES. Dicho material contiene 5 parámetros que controlan el “Pinching” y la degradación de rigidez. Ver figura cualitativa Fig. 21.

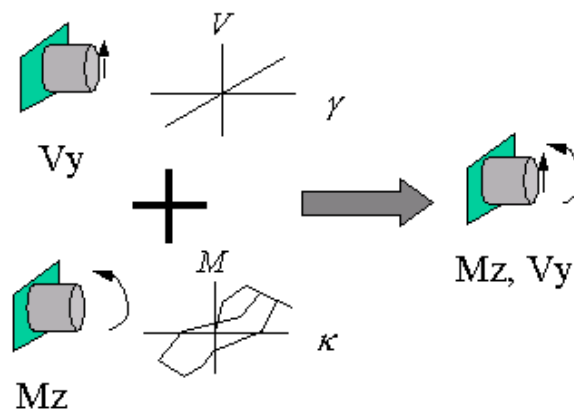


Fig. 22 Esquema del funcionamiento del comando "Section Aggregator"

La deformación por corte se considera elástica, lineal y sin interacción con flexión-compresión. El módulo de corte se estimó como un 4% del módulo elástico del hormigón según lo indicado en [82] y se acopla a la sección de fibras mediante el comando “*Section Agreggator*” del software. Según los resultados de Tran y Wallace [69], la deformación por corte puede ser del orden del 30% del total. La Fig. 22 muestra el concepto del funcionamiento del comando “*Section Agreggator*”.

En el mismo estudio [69] se menciona que el deslizamiento del refuerzo en la base del muro es un efecto importante para considerar cuando se estima el desplazamiento lateral en muros de hormigón armado. Este efecto concentra una grieta en la base del muro con una ley constitutiva especial para el refuerzo. Debido a lo anterior, este efecto se modeló en el software OpenSEES con un elemento de largo cero denominado “*ZeroLengthSection*”, que representa una grieta concentrada en el hormigón armado. Por otra parte, la sección transversal de dicho elemento se modeló con fibras de acero y de hormigón, en donde las fibras que representan el acero de refuerzo se modelaron con el material “*Bond_SP01*”, que considera una ley constitutiva especialmente hecha para el deslizamiento de barras según el estudio de Zhao et al. [79], en donde también se indica que el material para las fibras del hormigón debe ser el mismo que el utilizado en el resto de la estructura. Para las variables definidas en el capítulo I y asociadas a esta ley constitutiva, se toman en consideración las recomendaciones indicadas en [79], tomando conservadoramente un deslizamiento de rotura s_u igual a 40 veces el deslizamiento de fluencia, un factor de “*pinching*” igual a 1, que corresponde al caso en que los ciclos de histéresis son más amplios y con mayor disipación de energía, y finalmente un factor de reducción de rigidez “*b*” igual a 0.5. Cabe mencionar que, según lo mencionado en [79], tomar otro valor para el factor de “*pinching*” requiere un estudio experimental especial.

Debido a la relación que hay entre duración y ciclos inelásticos, en la modelación también fue considerada la fatiga de bajo ciclaje del refuerzo longitudinal utilizando la relación de Coffin-Manson [39] y la regla de Miner [43] de daño acumulado. Lo anterior, se realizó mediante la implementación del material denominado como “*Fatigue Material*” del software OpenSees. Para el uso de este material se deben ingresar parámetros estimados experimentalmente asociados a la relación de Coffin-Manson, los que se obtienen del estudio de Brown et al. [41]. La inclusión de este material es importante porque es el que refleja la degradación de resistencia de los elementos estructurales.

Finalmente, para modelar la deformación local del elemento sin la concentración del esfuerzo en la zona potencial de fluencia, fenómeno conocido como “localización” (en inglés “*Softening*”), se considera una división del elemento de hormigón armado en dos, en donde una de esas partes concentra la mayor demanda de deformación no lineal. El largo definido para esta porción del elemento se considera igual a la mitad del largo del muro, valor usualmente considerado en diseño para el cálculo de la capacidad de deformación lateral de muros de hormigón armado [83], también se menciona en [71] que este método es de usual uso y en uno de los documentos presentados en [80] se concluye que la selección de los puntos de integración debería ser tal que simule el largo de rótula plástica. La figura Fig. 23 muestra el modelo de análisis descrito. Lo anterior es importante debido a que los parámetros de demanda ingenieril definidos para el estudio a posteriori guardan relación con las deformaciones unitarias del hormigón y del acero, y se considera que dicha aproximación entrega valores representativos.

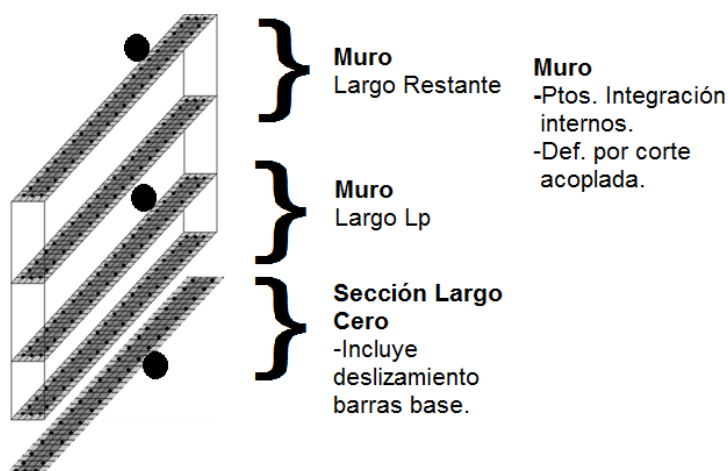


Fig. 23. Esquema básico del modelo de análisis considerado en el estudio.

La calibración de los parámetros del material “*Hysteretic*” se realizó mediante dos métodos, el primero consiste en una optimización de una función objetivo y el segundo mediante en una serie de análisis no lineales con una matriz de valores para los parámetros a calibrar, denominado como “Búsqueda Exhaustiva”. El objetivo de esta calibración es obtener un mejor ajuste en la respuesta estructural, considerando el modelo de análisis descrito anteriormente. Los datos experimentales corresponden a los del estudio de Tran y Wallace [69], quienes ensayaron muros con comportamiento dominado por flexión.

2.2. Especímenes considerados en la calibración

2.2.1. Espécimen SP1

2.2.1.1. Información experimental

El espécimen SP1 corresponde a un muro de 105 pulgadas (2.67 [m]) de alto, 48 pulgadas (1.22 [m]) de largo y 6 pulgadas (152.4 [mm]) de espesor. La carga es aplicada a una distancia de 96 pulgadas (2.44 [m]) de la base del muro, lo que da una razón de aspecto $h_w/l_w = 96/48 = 2$. La Fig. 24 muestra la sección transversal y los detalles del muro.

Los refuerzos en los extremos corresponden a 8 barras del #4 (12.7 [mm]), con tensión de fluencia 68.4 [ksi] (472 [MPa]), y tensión de rotura 88.9 [ksi] (620 [MPa]), confinados con estribos y trabas del #2 (6.35 [mm]) separados a 2 pulgadas (50.8 [mm]). El alma de muro tiene barras de diámetro 6mm, en donde el refuerzo vertical tiene una tensión de fluencia de 65.3 [ksi] (450 [MPa]) y rotura de 95.9 [ksi] (661 [MPa]). El muro fue diseñado por capacidad, por lo tanto, no sufrió daño prematuro debido al corte. La compresión máxima del hormigón es de 6.83 [ksi] (47.1 [MPa]).

El muro fue sometido a cargas cíclicas incrementales. En la Tabla 1 se indican la cantidad de ciclos por desplazamiento relativo realizados en el estudio experimental para este espécimen.

Tabla 1. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 1.

Desp.Rel	0.29%	0.38%	0.57%	0.75%	1.1%	1.5%	2.3%	3.1%	4%
N°Ciclos	3	3	3	3	3	3	3	2	2

El informe [69] indica que el muro falló por aplastamiento del núcleo confinado durante el segundo ciclo del drift de 3.1%, inmediatamente después el refuerzo pandea. Se continúa el ensayo y en el muro se genera una grieta por tensión diagonal.

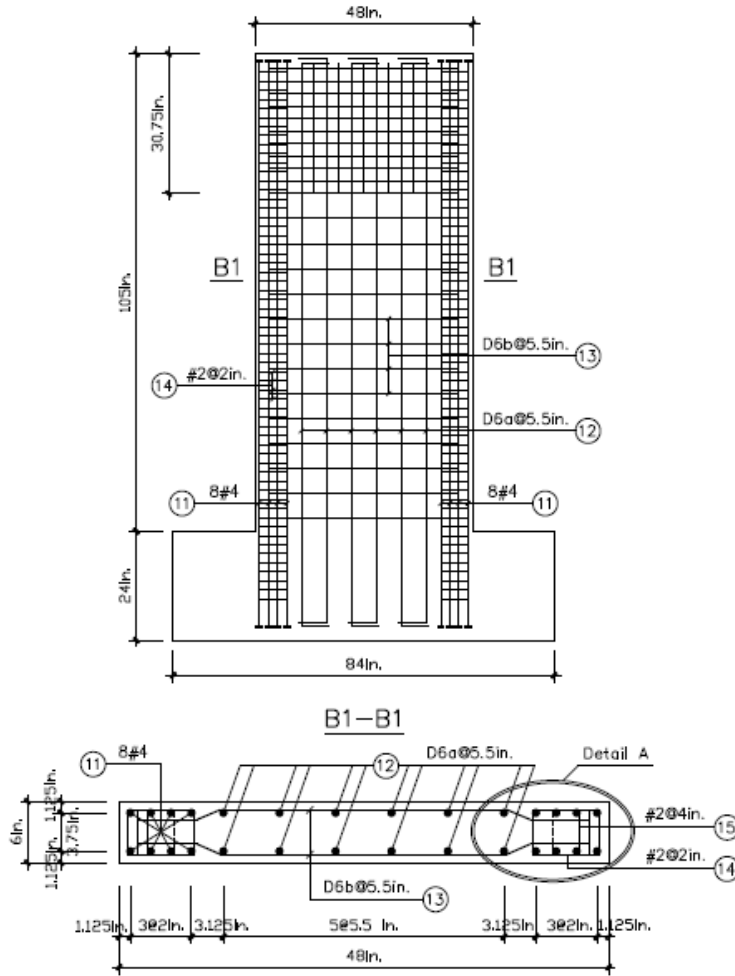


Fig. 24 Modelo experimental espécimen 1, Fuente: Tran y Wallace [69].

2.2.1.2. Información de Modelación.

El hormigón utilizado tiene una resistencia máxima a la compresión cilíndrica de $f'_c = 6.83$ [ksi] (47.1[MPa]), la cual ocurre a una deformación unitaria de $\epsilon_c = 2.3$ ‰, también se definió la deformación sin confinar en $\epsilon_{cu} = 5$ ‰. Luego, utilizando el modelo de Mander [32] para conocer los mismos parámetros en confinamiento se llega a que la compresión confinada máxima es $f'_{cc} = 9.5$ [ksi] (65.5[MPa]), con la deformación en la compresión máxima de $\epsilon_{cc} = 6.5$ ‰ y deformación última de $\epsilon_{ccu} = 29$ ‰.

El modelo de deslizamiento está basado en los estudios realizados por Zhao et al. [79], en donde llega a una expresión de la deformación en pulgadas que sufre el refuerzo en la base

del elemento. Las formulaciones y parámetros considerados para este modelo están indicados en el punto 1.6 del capítulo sobre el estado del arte.

Reemplazando los valores indicados del refuerzo, se estiman los deslizamientos de fluencia de las barras del espécimen, los cuales se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Deslizamientos de Fluencia SP1

Barra (mm)	Sy(in) (mm)
#4 (12.7)	0.0145 (0.3683)
D6a (6)	0.0132 (0.3353)

También los valores asociados al deslizamiento de rotura, “*pinching*” y endurecimiento se describen en el punto 1.6 del capítulo 1.

Para modelar el acero es necesario tener la tensión de fluencia, módulo elástico inicial, el valor de tensión y deformación de rotura. Los parámetros “*PinchX*”, “*PinchY*”, “*Damage1*”, “*Damage2*” y “*Beta*”, que controlan el comportamiento dinámico del material son iterados para obtener el mejor ajuste.

Ensayos realizados por Brown et al. [41] en barras de #6 (19 [mm]), #7 (22.2 [mm]), #8 (25.4 [mm]) y #9 (28.6 [mm]), se tomaron como referencia para estimar los parámetros de fatiga en el refuerzo. El estudio encuentra el multiplicador y exponente a la cantidad de ciclos, que se relaciona con la deformación unitaria plástica máxima que se puede alcanzar para cierta cantidad de ciclos. En este caso solo se usó el material fatiga para el refuerzo del #4 (12.7 [mm]) con exponente -0.73 y multiplicador 0.28.

2.2.2. Especimen SP2

2.2.2.1. Información experimental

El espécimen SP2 es similar al SP1 en cuanto a la geometría, es un muro de 105 pulgadas (2.67 [m]) de alto, 48 pulgadas (1.22 [m]) de largo y 6 pulgadas (152.4 [mm]) de espesor. La razón de aspecto es también igual a $h_w/l_w = 96/48 = 2$. En la Fig. 25 se muestra el detalle del muro.

Los refuerzos en los extremos corresponden a 8 barras del #6 (19 [mm]), con tensión de fluencia 69.2 [ksi] (477 [MPa]), y tensión de rotura 92.4 [ksi] (637 [MPa]), confinados con

estribos y trabas del #2 (6.35 [mm]) separados a 2 pulgadas. El alma de muro tiene barras del #3, con una tensión de fluencia de 64.2 [ksi] (443 [MPa]) y rotura de 102.6 [ksi] (707 [MPa]). La compresión máxima del hormigón es de 7.05 [ksi] (48.6 [MPa]).

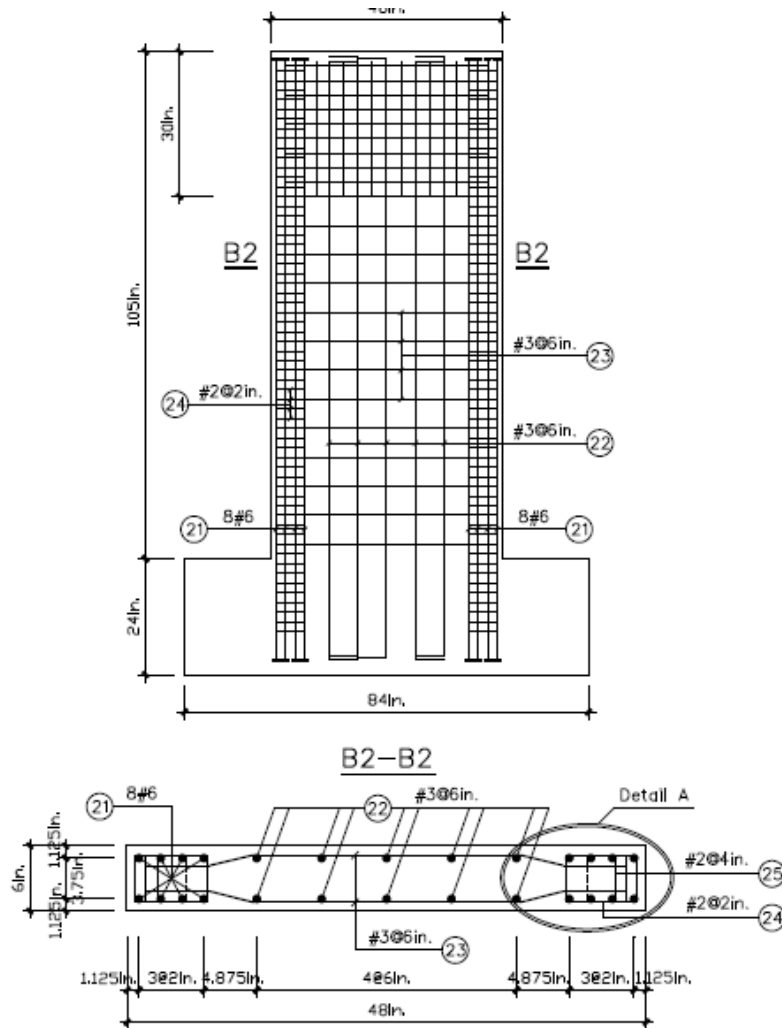


Fig. 25 Modelo experimental espécimen 2, Fuente: Tran y Wallace [69].

En la Tabla 3 se indica la cantidad de ciclos por desplazamiento relativo realizado en el espécimen 2.

Tabla 3. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 2.

Desp.Rel	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%	3%
NºCiclos	3	3	3	3	3	2

El informe [69] indica que el muro falló por aplastamiento del núcleo confinado durante el segundo ciclo del drift de 3.0%, posteriormente se pandeo el refuerzo y se detuvo el ensayo.

2.2.2.2. Información de Modelación.

El hormigón del experimento tiene una resistencia máxima a la compresión cilíndrica de $f'_c = 7.05 [ksi] (48.6 [MPa])$ y ocurre a una deformación unitaria de $\epsilon_c = 2.01 \text{ ‰}$, similarmente a al ejemplo anterior se definió la deformación última sin confinar en $\epsilon_{cu} = 5 \text{ ‰}$. La compresión confinada máxima es $f'_{cc} = 10.47 [ksi] (72.2 [MPa])$, con deformación unitaria en la compresión máxima de $\epsilon_{cc} = 5.8 \text{ ‰}$ y deformación última de $\epsilon_{ccu} = 28 \text{ ‰}$.

El deslizamiento de la barra en la base utiliza la misma expresión que el espécimen 1, por lo tanto, los deslizamientos de fluencia para las barras a utilizar en el modelo se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Deslizamientos de Fluencia SP2

Barra (mm)	Sy(in) (mm)
#6 (19)	0.0156 (0.4)
#3 (9.5)	0.0135 (0.34)

El criterio utilizado para definir los parámetros de deslizamiento es idéntico al del espécimen 1. De la misma forma, el acero de refuerzo longitudinal se modela siguiendo los mismos lineamientos que el espécimen 1.

La fatiga del refuerzo se modela con la información proporcionada por Brown en su estudio [41]. La información experimental para barras del #6 (19 mm) considera un exponente -0.57 y multiplicador 0.16.

2.2.3. Especimen SP3

2.2.3.1. Información experimental

La geometría del espécimen 3 es distinta a la de los anteriores, disminuyendo principalmente la altura y cambiando la razón de aspecto de 2 a 1.5. En la figura Fig. 26 se muestra el esquema de refuerzos y sección transversal.

El acero utilizado en este muro es similar al del espécimen 1, esto es, en los extremos hay 8 barras del #4 (12.7 [mm]), con tensión de fluencia 68.4 [ksi] (472 [MPa]), y tensión de rotura 88.9 [ksi] (620 [MPa]), confinado con estribos y trabas del #2 (6.35 [mm]) separados a 2 pulgadas (50.8 [mm]). El alma de muro tiene barras de diámetro 6mm, en donde el refuerzo vertical tiene una tensión de fluencia de 65.3 [ksi] (450 [MPa]) y rotura de 95.9 [ksi] (661 [MPa]). La compresión máxima del hormigón es de 7.07 [ksi] (48.8 [MPa]).

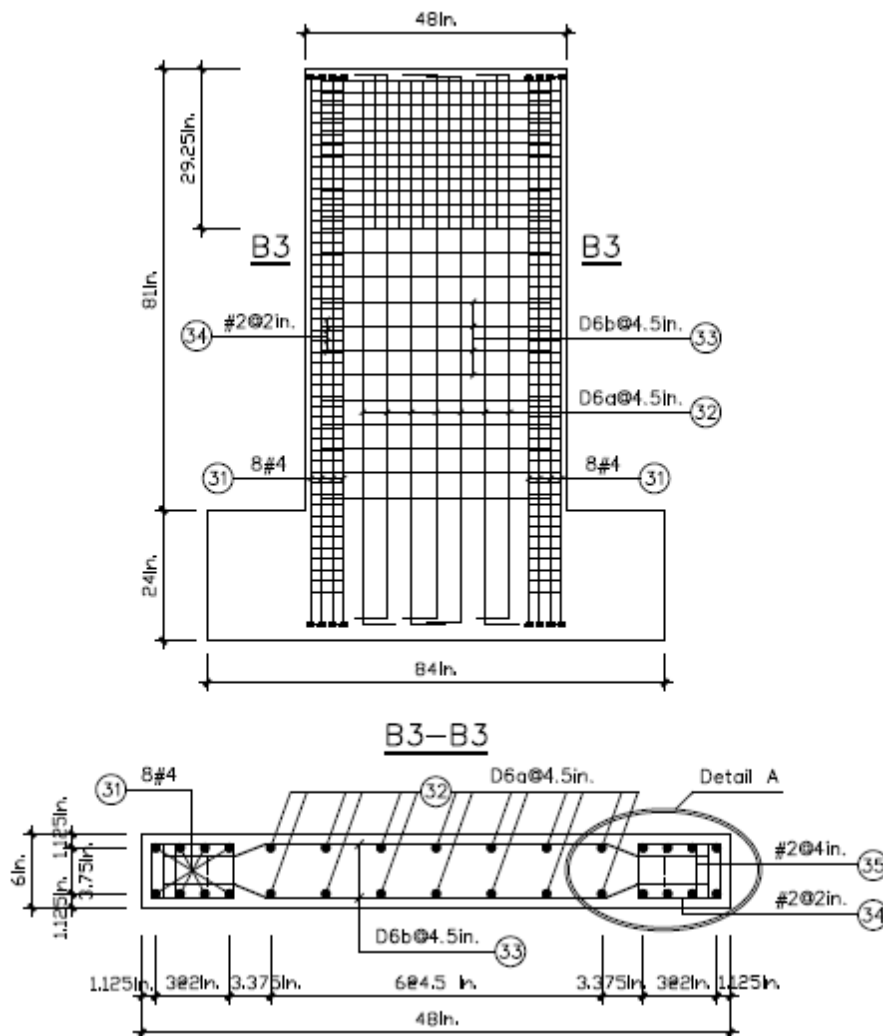


Fig. 26 Modelo experimental espécimen 3, Fuente: Tran y Wallace [69].

En la Tabla 5 se indica la cantidad de ciclos por desplazamiento relativo realizado en el espécimen 3.

Tabla 5. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 3.

Drift	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%	3%	4%
N°Ciclos	3	3	3	3	3	2	1

El informe [69] indica que el muro alcanzó el aplastamiento del núcleo confinado en una dirección al segundo ciclo del drift de 3%, posteriormente, cuando se reversa la carga y se aplica la deformación del 4%, se fracturaron las barras longitudinales y en el otro lado del muro se aplastó el núcleo confinado.

El hormigón del experimento tiene una resistencia máxima a la compresión cilíndrica de $f'_c = 7.07$ [ksi] (48.7 [MPa]) y ocurre a una deformación unitaria de $\varepsilon_c = 2.2$ ‰, se definió la deformación última sin confinar en $\varepsilon_{cu} = 5$ ‰. La compresión confinada máxima estimada es $f'_{cc} = 9.5$ [ksi] (65.5 [MPa]), con deformación unitaria en la compresión máxima de $\varepsilon_{cc} = 5.8$ ‰ y deformación última de $\varepsilon_{ccu} = 28$ ‰.

Los valores considerados para el deslizamiento de la barra en la base son idénticos a los del espécimen 1, dado que se utilizan los mismos tipos de refuerzos, y se presentan en la Tabla 6. Se mantiene el criterio para el resto de los parámetros.

Tabla 6. Deslizamientos de Fluencia SP3

Barra (mm)	Sy(in)
#4 (12.7)	0.0145 (0.3683)
D6a (6)	0.0132 (0.3353)

La información de fatiga se extrapoló para los refuerzos de #4 (12.7 mm), de la misma forma que para el espécimen 1. El exponente es igual a -0.73 y el multiplicador 0.28.

2.2.4. Especimen SP4

2.2.4.1. Información experimental

El espécimen 4 tiene una razón de aspecto de 1.5. Donde el largo es 48 pulgadas (1.22 [m]) y el alto al punto de aplicación de carga es 72 (1.83 [m]). El espesor es de 6 pulgadas (152.4 [mm]).

En este muro se mezclan dos tipos de barras en el núcleo confinado. En el medio de dicho núcleo hay 4 barras del número #5 (15.875 [mm]), con tensión de fluencia 68.7 [ksi] (474 [MPa]) y rotura de 89.9 [ksi] (620 [MPa]). En los extremos del núcleo confinado se disponen barras 2 barras del #6 (19 [mm]) en cada lado del núcleo, con tensión de fluencia 69.2 [ksi] (477 [MPa]) y rotura de 92.4 [ksi] (637 [MPa]). El alma contiene fierros del #3 (9.53 [mm]) de fluencia 54.2 [ksi] (443 [MPa]) y rotura de 102.6 [ksi] (707 [MPa]). La resistencia a compresión cilíndrica del hormigón es 8.09 [ksi] (55.8 [MPa]).

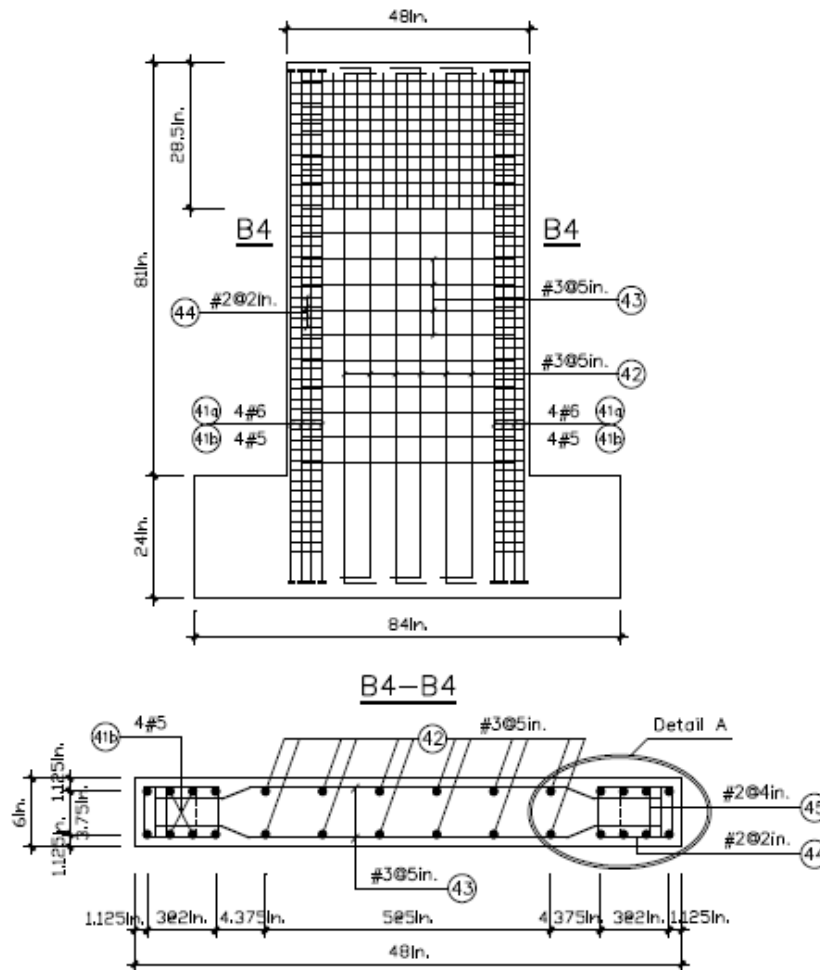


Fig. 27 Modelo experimental espécimen 4, Fuente: Tran y Wallace [69].

En la Tabla 7 se indica la cantidad de ciclos por desplazamiento relativo realizado en el espécimen 4.

Tabla 7. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 4.

Drift	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%	3%
NºCiclos	3	3	3	3	3	2

El modo de falla del muro fue pandeo fuera del plano, alcanzando solo el desprendimiento del recubrimiento libre en el primer ciclo de 3%.

2.2.4.2. Información de Modelación.

El hormigón tiene una resistencia máxima a la compresión cilíndrica de $f'_c = 8.09$ [ksi] (55.8 [MPa]) y ocurre a una deformación unitaria de $\epsilon_c = 2.37$ ‰, y siendo consistente se definió la deformación última sin confinar en $\epsilon_{cu} = 5$ ‰. La compresión confinada máxima estimada es $f'_{cc} = 10.5$ [ksi] (72.4 [MPa]), con deformación unitaria en la compresión máxima de $\epsilon_{cc} = 5.8$ ‰ y deformación última de $\epsilon_{ccu} = 28$ ‰.

Los valores estimados del deslizamiento de fluencia para los refuerzos longitudinales se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8. Deslizamientos de Fluencia SP4.

Barra (mm)	Sy(in) (mm)
#5 (15.9)	0.0156 (0.4)
#6 (19)	0.0146 (0.37)
#3 (9.5)	0.0135 (0.34)

El acero se modela con la tensión de fluencia mencionada anteriormente y los parámetros que controlan el comportamiento dinámico se estiman mediante la calibración realizada.

La información de fatiga se extrapoló para el refuerzo del #5 (15.87 [mm]) y para los refuerzos del #6 (19 [mm]) los datos existen. El exponente utilizado fue -0.65 y el multiplicador 0.21 para el refuerzo #5 (15.87 [mm]), similar al caso del espécimen 2. Los valores utilizados para el refuerzo #6 fueron -0.57 para el exponente y 0.16 para el multiplicador.

2.2.5. Espécimen SP5

2.2.5.1. Información experimental

La geometría del espécimen 5 es igual a la de los especímenes 3 y 4. Altura 72 pulgadas (1.83 [m]), largo 48 pulgadas (1.22 [m]) y espesor de 6 pulgadas (152.4 [mm]), la razón de aspecto es de 1.5. En la Fig. 28 se puede ver el esquema del muro.

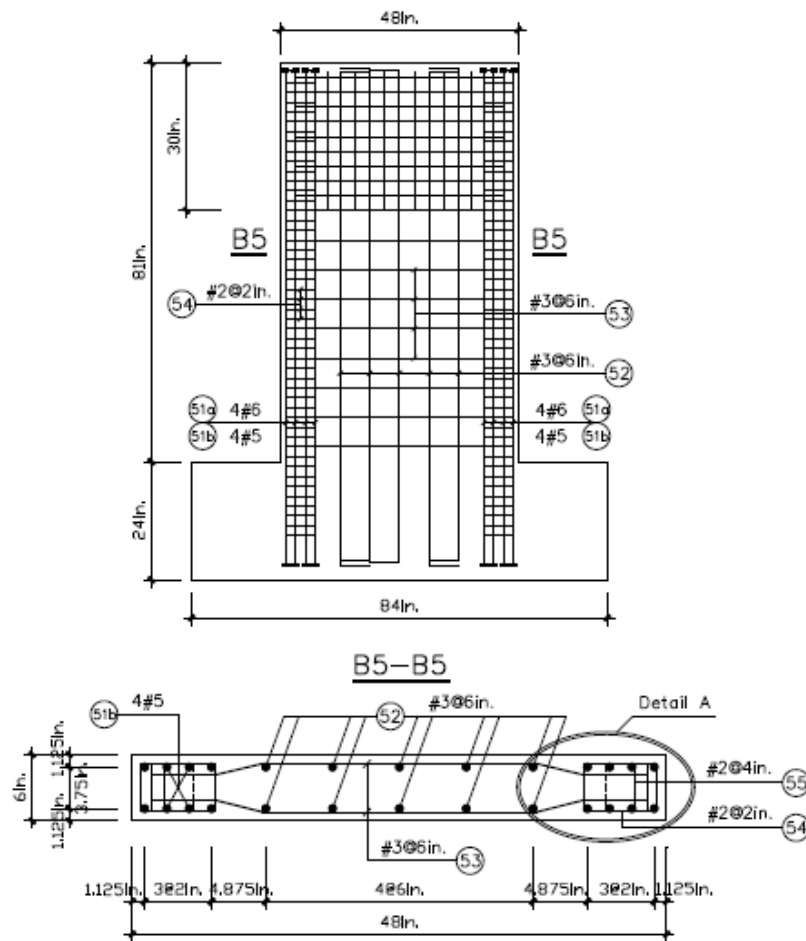


Fig. 28 Modelo experimental espécimen 5, Fuente: Tran y Wallace [69].

En la Tabla 9 se indica la cantidad de ciclos por drift realizados.

Tabla 9. Número de ciclos por deformación lateral relativa del espécimen 5.

Drift	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%	3%	4%
N°Ciclos	3	3	3	3	3	2	1

La armadura de acero dispuesta es idéntica a la del espécimen 4. La diferencia entre este muro y el otro recae en la carga axial aplicada. En este caso se utilizó un 25% de la carga axial que en el caso anterior. El refuerzo de acero contempla: 4 barras del número #5 (15.87 [mm]), con tensión de fluencia 68.7 [ksi] (474 [MPa]) y rotura de 89.9 [ksi] (620 [MPa]) y 4 barras del #6 (19 [mm]) en cada lado del núcleo, con tensión de fluencia 69.2 [ksi] (477 [MPa]) y rotura de 92.4 [ksi] (637 [MPa]). El alma contiene barras del #3 (9.5 [mm]) con una fluencia de 54.2 [ksi] (443 [MPa]) y rotura de 102.6 [ksi] (707 [MPa]). La resistencia a compresión cilíndrica del hormigón es 8.34 [ksi] (57.5 [MPa]).

El modo falla observado fue compresión diagonal en el alma del muro, la cual se evidenció a una deformación lateral relativa del 3%. Posteriormente, las barras longitudinales se pandearon y se perdió el confinamiento de los núcleos extremos del hormigón.

2.2.5.2. Información de Modelación.

El hormigón tiene una resistencia máxima a la compresión cilíndrica de $f'_c = 8.34$ [ksi] (57.5 [MPa]) y ocurre a una deformación unitaria de $\epsilon_c = 2.9$ ‰, mientras que se definió la deformación última sin confinar en $\epsilon_{cu} = 5$ ‰. La compresión confinada máxima estimada es $f'_{cc} = 10.5$ [ksi] (72.4 [MPa]), con una deformación unitaria asociada de $\epsilon_{cc} = 7$ ‰ y deformación última de $\epsilon_{ccu} = 27$ ‰.

Los valores estimados del deslizamiento de fluencia para los refuerzos longitudinales en la base se presentan en la Tabla 10 y son idénticos a los del espécimen 4.

Tabla 10. Deslizamientos de Fluencia SP5.

Barra (mm)	Sy(in) (mm)
#5 (15.87)	0.0156 (0.4)
#6 (19)	0.0146 (0.37)
#3 (9.5)	0.0135 (0.343)

El acero es modelado de forma similar a especímenes anteriores. Los datos para la fatiga del refuerzo son los mismos del espécimen anterior, esto es, el exponente utilizado fue -0.65 y el multiplicador 0.21 para el refuerzo #5, mientras que para el refuerzo #6 (19 [mm]) fue -0.57 para el exponente y 0.16 para el multiplicador.

2.3. Calibración mediante búsqueda exhaustiva.

La calibración consiste en realizar una serie de simulaciones variando los parámetros que controlan el comportamiento dinámico del material “*Hysteretic*”, de acuerdo con lo indicado en la matriz presentada en la Tabla 11. Los resultados de cada análisis no lineal se comparan con lo medido experimentalmente mediante índices que cuantifican la diferencia entre curvas.

Tabla 11. Matriz de valores a iterar para los parámetros de material “*Hysteretic*”

PinchX	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	-	-	-
PinchY	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	-	-
Damage1	0	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
Damage2	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.025	-	-	-	-
Beta	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	-	-	-	-	-

2.3.1. Comparación de resultados.

Para comparar los resultados entre la modelación y el experimento se crearon 12 índices de error acumulado distintos, que guardan relación con el cálculo de energía.

El primero está asociado a la suma absoluta del error entre la energía disipada por ciclo.

$$error1 = \sum_i \left| \int f(x)dx - \int g(x)dx \right|_i \quad \text{Eq. 8}$$

En donde $f(x)$ representa la fuerza medida en el ensayo para un desplazamiento x , $g(x)$ representa la fuerza estimada en el análisis para un desplazamiento x dado. La sigla i representa el ciclo i -ésimo.

El segundo es similar al anterior, esto es suma absolutas de las diferencias por ciclos, pero con el valor de la fuerza de cada elemento al cuadrado. Esto se realizó con el fin de adoptar una sensibilidad a la rigidez.

$$error2 = \sum_i \left| \int f(x)^2 dx - \int g(x)^2 dx \right|_i \quad \text{Eq. 9}$$

La descripción de cada función es la misma que la de la Eq. 8. La multiplicación $f(x) * dx$ representa el diferencial de energía dE , al multiplicar este diferencial por la “distancia” desde

la fuerza igual a “0” hasta el punto medio ($f(x)/2$), se tiene el momento de área respecto el eje horizontal. Para gráficos simétricos este valor es igual a cero, en este caso estos valores son distintos de cero, y se compara la diferencia entre el analítico y el experimental.

El tercero también corresponde a una suma absoluta de diferencias por ciclos, sin embargo el valor de la fuerza se multiplica por el desplazamiento al cuadrado. Gráficamente, esto representa el segundo momento de área de la curva respecto al eje vertical. También con el fin de lograr una sensibilidad a la rigidez.

$$error3 = \sum \left| \int f(x) x^2 dx - \int g(x) x^2 dx \right| \quad \text{Eq. 10}$$

El cuarto índice es una mezcla entre el tercero y el segundo. Esto es, en donde la fuerza al cuadrado se multiplica por el desplazamiento al cuadrado, y se hace la suma por ciclo.

$$error4 = \sum \left| \int f(x)^2 x^2 dx - \int g(x)^2 x^2 dx \right| \quad \text{Eq. 11}$$

Los índices 5, 6, 7 y 8 se definen de la misma manera los índices anteriores, pero con la diferencia que el error se estima con el valor acumulado de la integral y no con el valor por ciclo. En otras palabras, el índice 5 representaría el error absoluto de la energía disipada total entre el modelo y el experimento.

Por otro lado, los índices 9, 10, 11 y 12 son similares al índice 3, es decir, son el segundo momento de área, pero se separa el ciclo en cuatro partes, y se calculan como la suma absoluta de las diferencias por ciclo. La primera desde el desplazamiento cero al máximo, luego del máximo al cero, sigue desde cero al mínimo, para finalmente volver a cero. Lo anterior es para cuantificar la diferencia acumulada de rigidez.

Por cada espécimen se realizan 16800 simulaciones para iterar sobre los parámetros del material “Hysteretic”, y luego en cada una de estas simulaciones se estiman los índices para encontrar el de mejor ajuste y registrarlo. No sé escogió utilizar un índice asociado a la rigidez secante o a la fuerza máxima, debido a que, por experiencias previas en este estudio, se pudo comprobar que los modelos considerados suelen entregar muy buenos resultados para el valor de fuerza máxima independiente de la rigidez tangente. Por otra parte, la rigidez tangente es importante para una buena representación de las propiedades dinámicas, pero los datos experimentales no son curvas suaves y entregan valores muy variables de rigidez tangente.

Es por esto que se escogió una forma indirecta de medir la rigidez tangente a través de los índices de error.

La metodología utilizada para la selección de los parámetros que permiten el mejor ajuste es el siguiente:

- a. Estimación del menor “error” para cada índice definido.
- b. Se grafica la energía acumulada, energía por ciclo y rigidez secante. De estos gráficos se seleccionan 4 curvas que se acerquen más a las estimadas mediante los datos experimentales simultáneamente.
- c. Se grafican las curvas de histéresis de las curvas seleccionadas y se escoge visualmente la de mejor ajuste.

Utilizando la metodología descrita anteriormente, a modo de ejemplo, se presentan los resultados del espécimen 4.

2.3.2. Resultados de Especimen SP4

La Fig. 29 muestra las curvas de energía disipada acumulada por ciclo para aquella iteración que mejor se ajusta a los índices definidos previamente. En las curvas, se puede ver que en general los índices tienen un buen ajuste con la curva experimental, principalmente al inicio y luego alejándose al final, lo que puede ser debido a que la pendiente de descarga del modelo de análisis no se ajusta perfectamente a la curva experimental y este efecto incrementa a medida que el desplazamiento lateral es mayor. De forma similar, la Fig. 30 muestra la variación de energía ciclo por ciclo, donde se aprecia que, para un trío de ciclos a una deformación dada, existe una disminución de la energía disipada en cada ciclo consecutivo. Este fenómeno se debe a la degradación de resistencia y rigidez que experimenta el espécimen sometido a niveles constantes de desplazamiento. Finalmente, en la Fig. 31 se muestra la variación de la rigidez secante por ciclo, para deformaciones positivas y negativas. De los resultados se aprecia que los primeros ciclos no muestran un buen ajuste, sin embargo, a medida que aumentan los ciclos el ajuste de todos los análisis seleccionados mejora y se asimila a la curva experimental, excepto al final de las curvas donde la diferencia se incrementa.

A partir de los análisis anteriores, se seleccionan los 4 mejores ajustes, los cuales se presentan en la Fig. 32. Luego por inspección se selecciona la curva analítica que mejor se ajusta a la curva de histéresis y se presenta en la Fig. 33. Es importante notar que la curva muestra la

degradación de rigidez en los ciclos de deformación estables, simulando el estado de degradación de los datos experimentales.

En la Tabla 12 se presenta los parámetros de mejor ajuste para el espécimen 4.

Tabla 12 Parámetros de mejor ajuste para el material "Hysteretic"

PinchX	PinchY	Damage1	Damage2	Beta
0.3	0.5	0.008	0.1	0.1

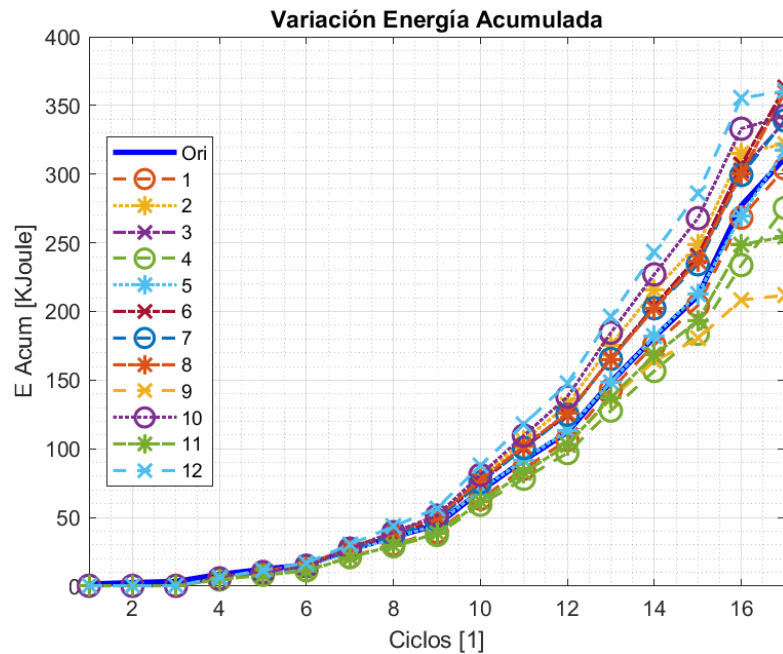


Fig. 29 Variación de energía acumulada por ciclo, datos experimentales espécimen 4 y análisis de menor índices.

La Fig. 34 muestra la energía por ciclo del análisis de mejor ajuste y la de los datos experimentales en color azul, mientras que en color naranja el error porcentual entre ambas curvas respecto al valor experimental. En general se aprecia un buen ajuste, sin embargo, al inicio y al final del análisis el error incrementa. En la figura Fig. 35 se gráfica la variación de la energía acumulada por ciclo del análisis seleccionado, en donde se muestra un buen ajuste de la energía disipada acumulada, con errores que llegan por debajo del 5%. Finalmente, la figura Fig. 36 muestra la rigidez secante del análisis seleccionado y de los datos experimentales, el grafico muestra resultados similares a los anteriores, en donde al inicio y la final el ajuste no es muy bueno, sin embargo, en medio el error se mantiene en torno al

5%. Los resultados muestran que el análisis se ajusta tanto en valores de fuerza predicha y en energía disipada, y debido a ello se considera suficiente para seguir con el objetivo de la investigación.

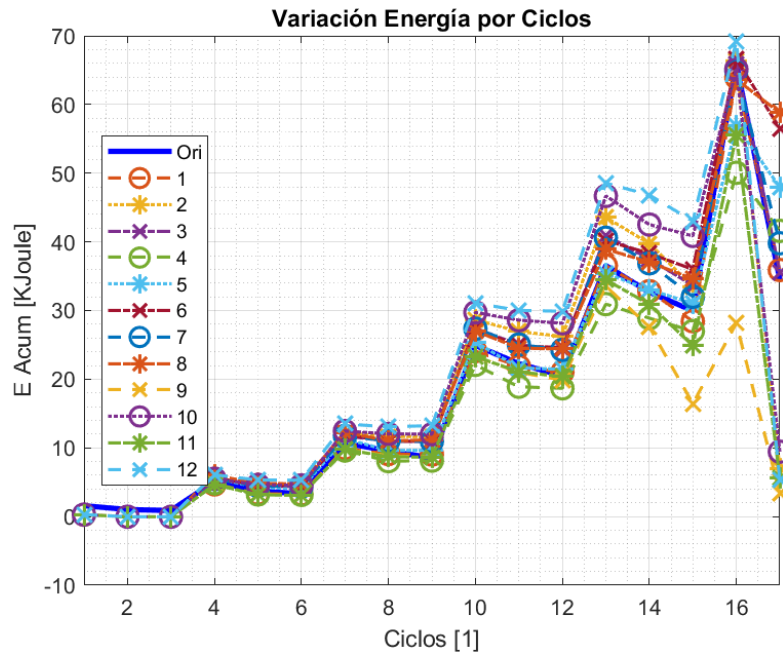


Fig. 30 Variación de energía por ciclo, datos experimentales espécimen 4 y análisis de menor índices.

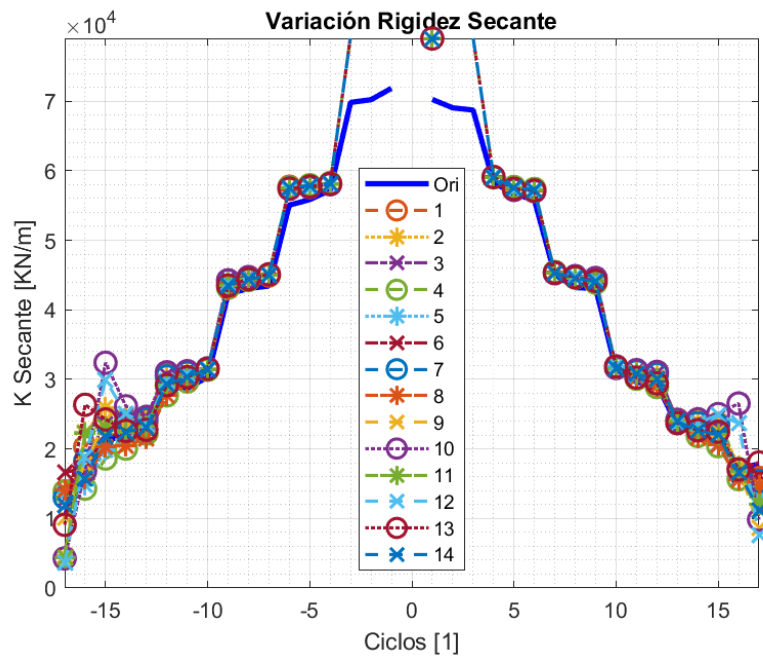


Fig. 31 Variación rigidez secante por ciclo, datos experimentales espécimen 4 y análisis de menor índices.

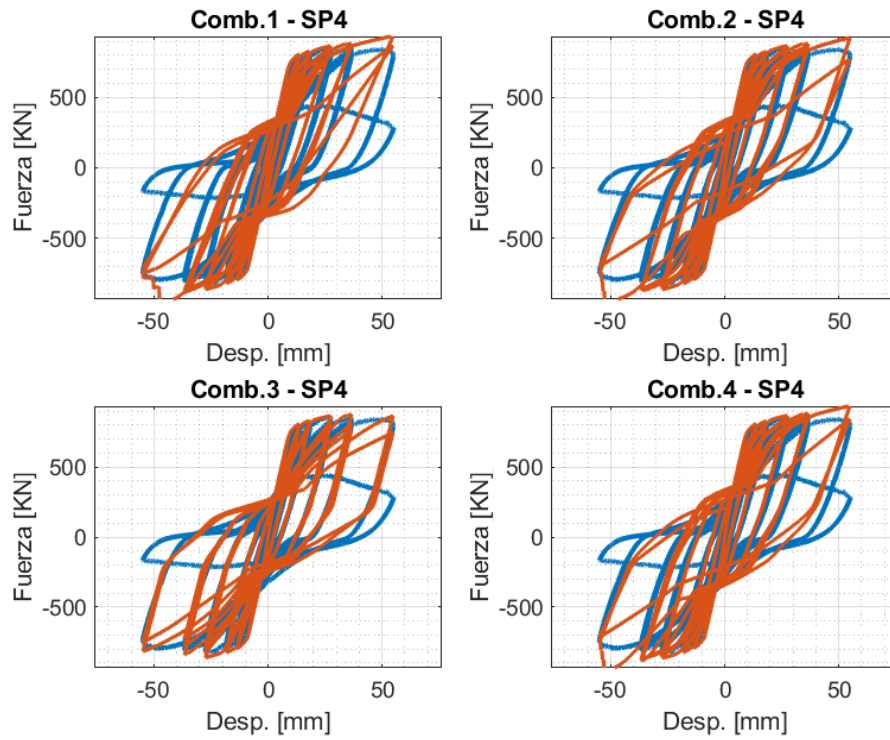


Fig. 32 Análisis con mejor ajuste para el espécimen 4.

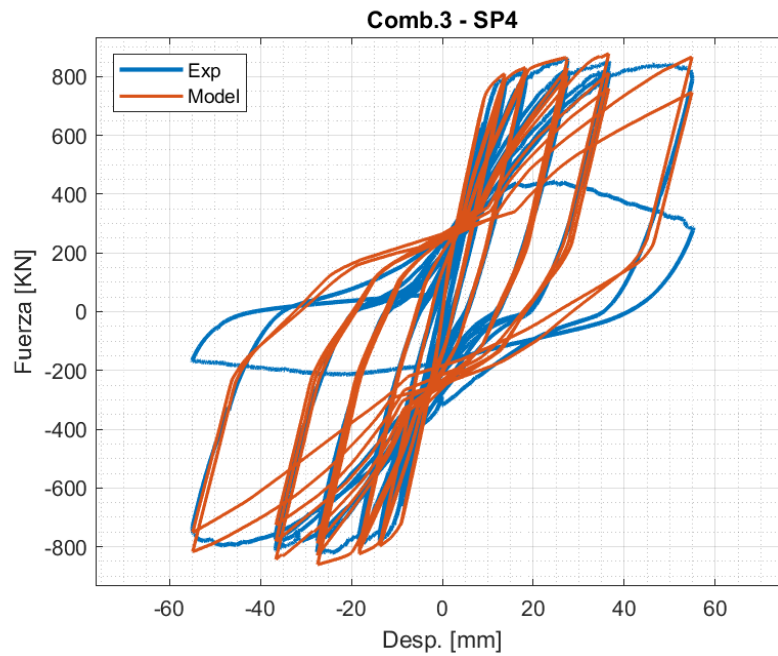


Fig. 33. Curva de histéresis de mejor ajuste para espécimen 4.

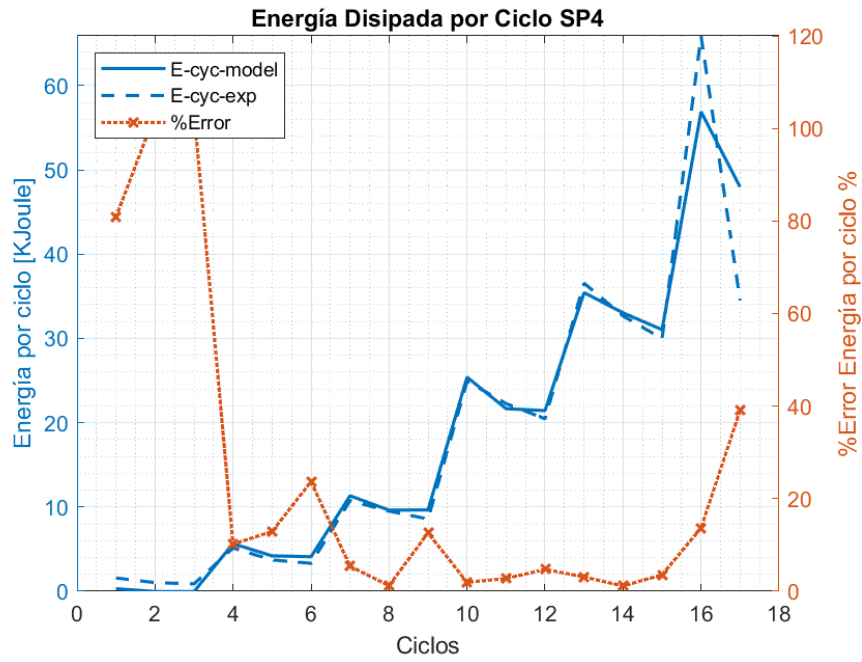


Fig. 34. Energía disipada por ciclo del análisis de mejor ajuste - espécimen 4.

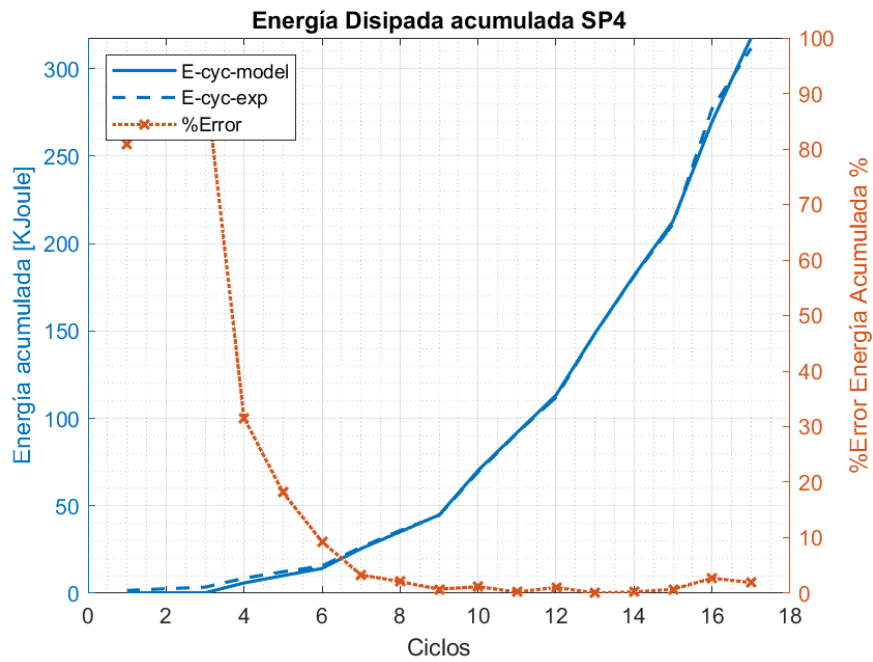


Fig. 35. Energía disipada acumulada por ciclo del análisis de mejor ajuste - espécimen 4.

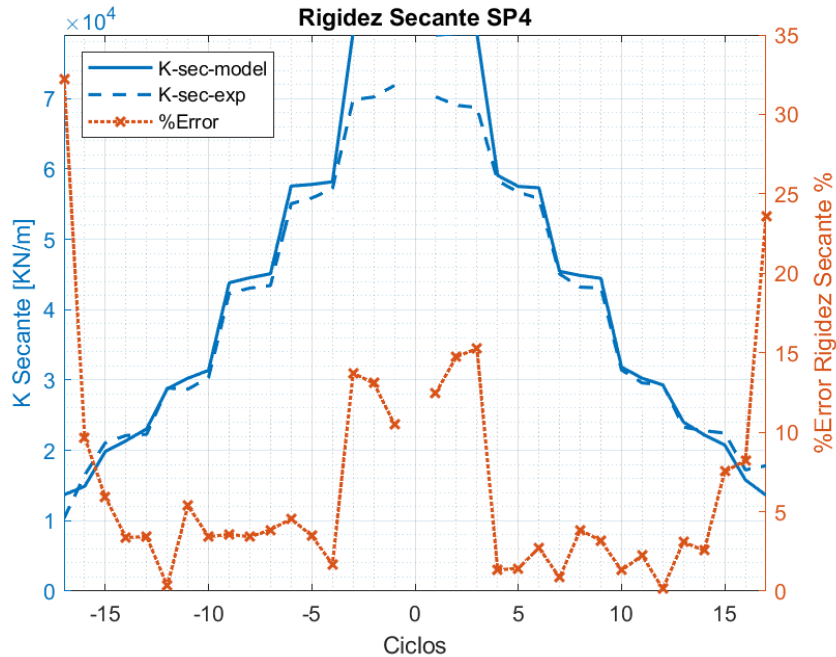


Fig. 36 Rigidez secante por ciclo del análisis de mejor ajuste espécimen 4.

Resultados similares se obtuvieron para los otros especímenes. La Tabla 13 muestra los valores de mejor ajuste para cada espécimen. Luego, estos se promedian y se obtiene un parámetro medio a utilizar en los análisis posteriores. Cabe destacar que se descartaron los valores de los parámetros obtenidos del análisis del espécimen 5, ya que fueron atípicos y distorsionaban los resultados de la curva final. La Tabla 14 muestra los valores medios a ser utilizados en el análisis dinámico incremental.

En la Fig. 37 se grafican la curva de histéresis para los valores medios de los parámetros provenientes de todos los análisis de ajuste y la de datos experimentales. En la Fig. 38 se muestra la variación de la energía disipada por ciclo, la deformación lateral se mantiene por tres ciclos y luego se aumenta, en donde se aprecia que en los primeros tres ciclos error de energía disipada es muy alta, luego, en el siguiente trío de ciclos de desplazamiento constante el error se mantiene por debajo del 10% en los primeros dos y luego aumenta pero por debajo de un error del 30%, esto muestra que la degradación entre ciclos está representada aunque el experimento presenta una mayor degradación, posteriormente, al final del análisis el error aumenta de manera abrupta debido a la falla del elemento ensayado, luego en la Fig. 39 se muestra la energía disipada acumulada por ciclo, en donde se aprecia que el error entre lo estimado del análisis y lo estimado del experimento se mantiene por debajo del 20% entre

los ciclos 5 y 16. Finalmente, la Fig. 40 muestra la variación de rigidez secante por ciclo tanto para el sentido de desplazamiento negativo y positivo por separado, en esta figura se muestra que el error se mantiene por debajo del 10% excepto en el primer ciclo, lo que muestra que el modelo es capaz de representar de buena manera la fuerza del experimento en el rango no lineal. Todo lo anterior muestra que el modelo calibrado es suficiente para representar valores máximos de fuerzas y de energía disipada acumulada, y por sobre todo la degradación de rigidez.

Tabla 13. Valores medios de mejor ajuste.

Especimen	PinchX	PinchY	Damage1	Damage2	Beta
MODSP1	0.1	0.7	0	0.15	0.5
MODSP2	0.3	0.5	0	0	0.2
MODSP3	0.1	0.7	0.003	0.05	0.3
MODSP4	0.3	0.5	0.008	0.1	0.1
MODSP5	0.5	0.3	0.009	0.1	0.1

Tabla 14. Tabla de valores de mejor ajuste y valores medios utilizados.

Especimen	PinchX	PinchY	Damage1	Damage2	Beta
MODSP1	0.1	0.7	0	0.15	0.5
MODSP2	0.3	0.5	0	0	0.2
MODSP3	0.1	0.7	0.003	0.05	0.3
MODSP4	0.3	0.5	0.008	0.1	0.1
MODSP5	outliers	outliers	outliers	outliers	outliers
PROMEDIO	0.2	0.6	0.00275	0.075	0.275

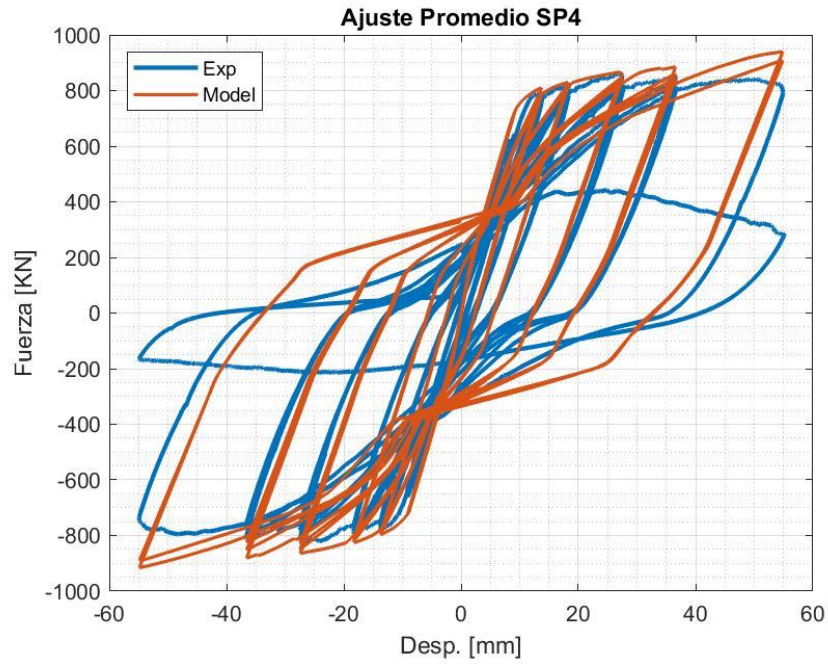


Fig. 37. Curva de histéresis espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".

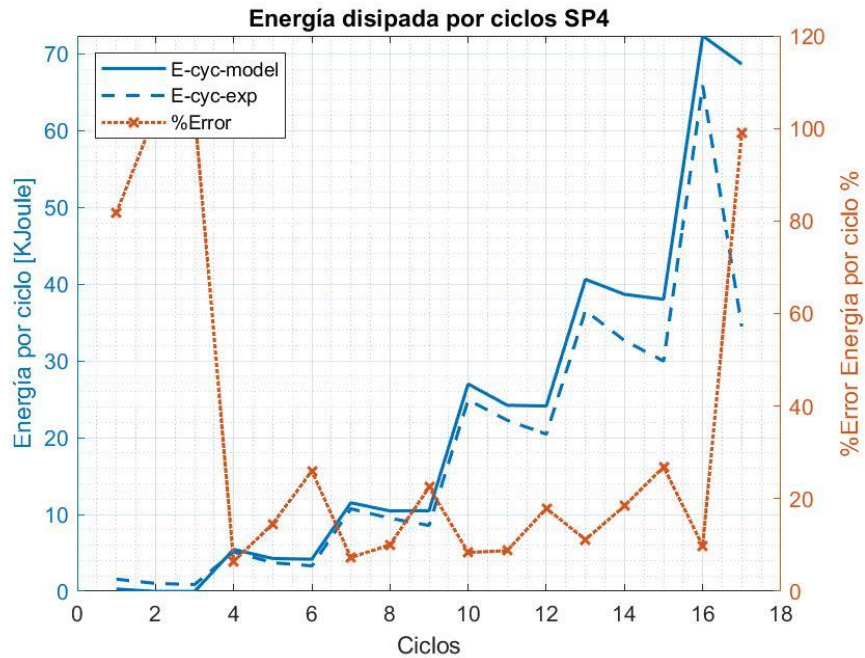


Fig. 38. Variación de curvas de energía disipada por ciclo para espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".

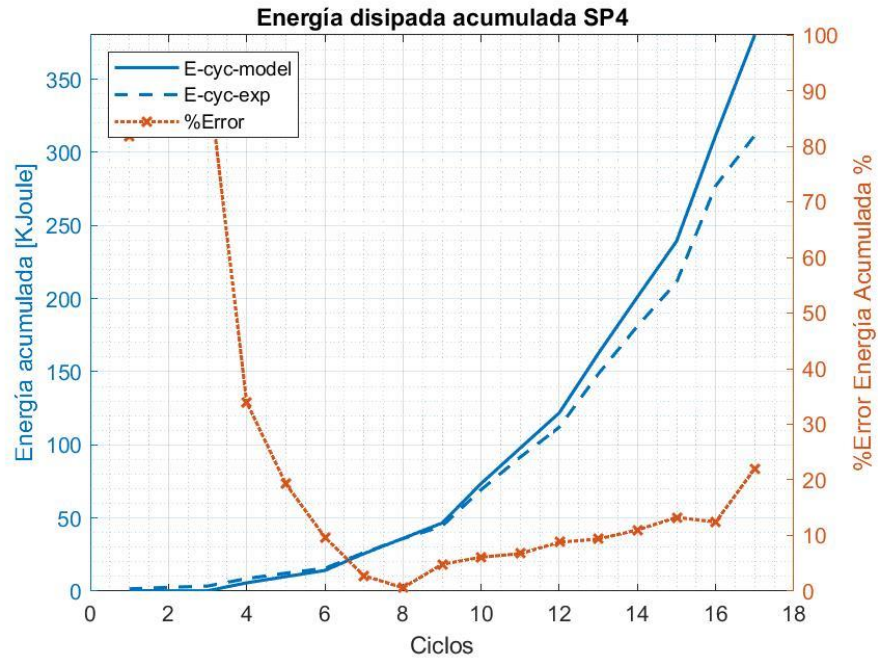


Fig. 39. Variación de curvas de energía disipada acumulada por ciclo para espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".

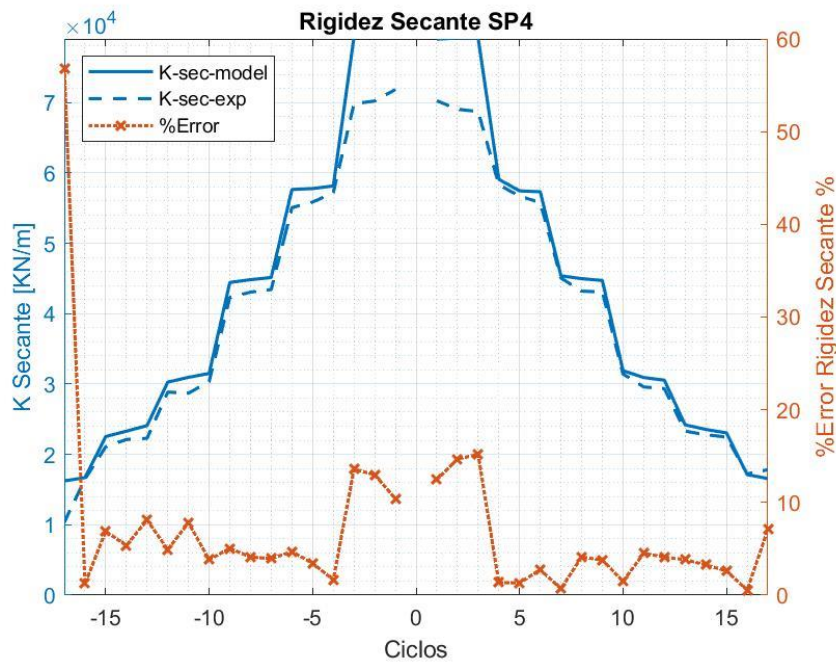


Fig. 40. Variación de rigidez secante por ciclo para espécimen 4 con valores medios para los parámetros del "Hysteretic Material".

2.4. Calibración mediante optimización.

Con la finalidad de contrastar la metodología descrita en la sección anterior, se realizó una calibración mediante un proceso de optimización, el cual consiste en minimizar el error cuadrático medio de la función objetivo mostrada en la Eq. 12. El error (ECM) representa la diferencia entre la fuerza obtenida de los datos experimentales ($G[\overrightarrow{x}_{exp}]$) y los estimados a través de las simulaciones numéricas ($G[\overrightarrow{x}_i]$). Esto se realizó mediante el software MATLAB [84] con el comando “fminsearch”.

$$\min[G[\overrightarrow{x}]] \rightarrow ECM = (G[\overrightarrow{x}_i] - G[\overrightarrow{x}_{exp}])^2 \quad \text{Eq. 12}$$

En primer lugar, se define en el software MATLAB un vector con valores iniciales, que se utilizaran como parámetros de partida para definir el comportamiento del material “*Hysteretic*”. Luego, con el mismo software MATLAB se ejecuta OpenSEES, para posteriormente leer los resultados de fuerzas y desplazamientos del análisis con MATLAB e iniciar el proceso de optimización con el comando “fminsearch”. Este proceso consiste en variar los parámetros, determinar para qué variaciones de aquellos parámetros existe un menor error cuadrático medio, y posteriormente iterar hasta encontrar los parámetros que minimicen la función objetivo.

Inicialmente, se minimizó la diferencia entre los vectores de fuerzas del ensaye y del análisis. Sin embargo, las curvas de histéresis obtenidas no fueron satisfactorias. Por ello, se creó un vector levemente distinto, en donde además de considerar la fuerza en cada paso del ensaye, se incluyó la energía disipada acumulada por ciclo, la energía disipada por ciclo y la rigidez secante máxima del ciclo, mejorando significativamente los resultados. En la Tabla 15 se muestran los valores obtenidos de la función de optimización. Se aprecian algunas diferencias entre los obtenidos con búsqueda exhaustiva (ver Tabla 14), pero los promedios son similares.

La Fig. 41 muestra la curva de histéresis experimental del espécimen 4 (color azul) y la curva de histéresis del modelo utilizando los parámetros promedios del proceso de optimización (color naranja). La curva de histéresis analítica es similar a la curva resultante del método anterior (ver Fig. 33). Sin embargo, se aprecia una pendiente de carga más suave para grandes deformaciones. Este problema se puede observar en las curvas de histéresis resultantes de la

optimización de los otros especímenes considerados. Por ejemplo, en la Fig. 42 se muestran las curvas de histéresis para el espécimen 3, por un lado, con el método de optimización (izquierda) y por el otro con el de búsqueda exhaustiva (derecha). En estas figuras, se aprecia que la pendiente de carga para el método de optimización es más suave que la obtenida con el otro método. Si bien el ajuste por optimización se puede considerar válido, se aprecia que la del ajuste por búsqueda exhaustiva se acerca más a la curva experimental, por este motivo los resultados obtenidos por el método anterior son los utilizados en análisis posteriores.

Tabla 15. Valores obtenidos para los parámetros mediante optimización

Especimen	PinchX	PinchY	Damage1	Damage2	Beta
MODSP1	0.29236	0.68357	0.0042363	0.11788	0.28846
MODSP2	0.2174	0.61989	0.0041177	0.10245	0.39184
MODSP3	0.21187	0.77256	0.0040159	0.04756	0.32751
MODSP4	0.3267	0.5682	0.0050723	0.15016	0.14583
MODSP5	0.36381	0.23513	0.0071909	0.18547	0.085535
Promedio	0.282428	0.57587	0.00492662	0.120704	0.247835

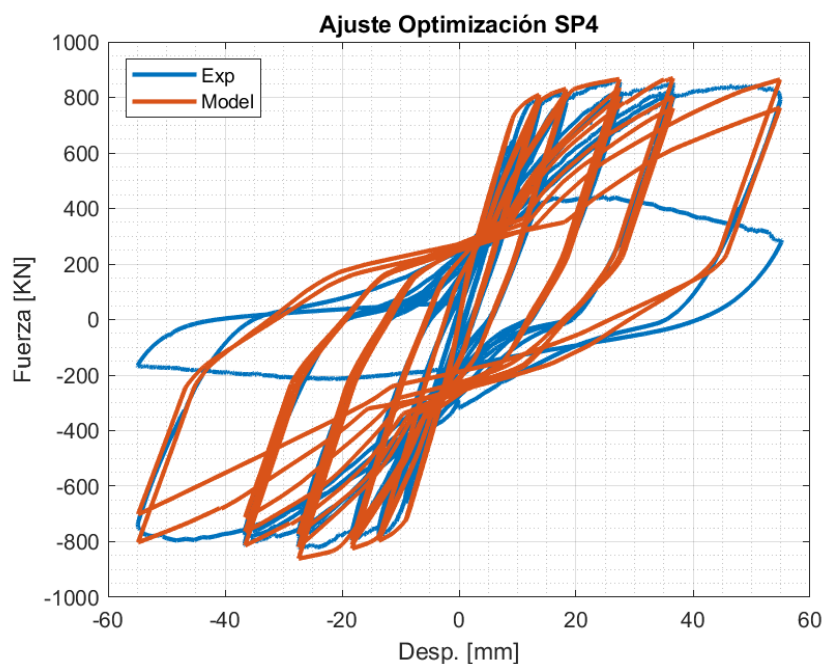


Fig. 41. Curva de histéresis del espécimen 4 con valores del proceso de minoración para los parámetros del "Hysteretic Material".

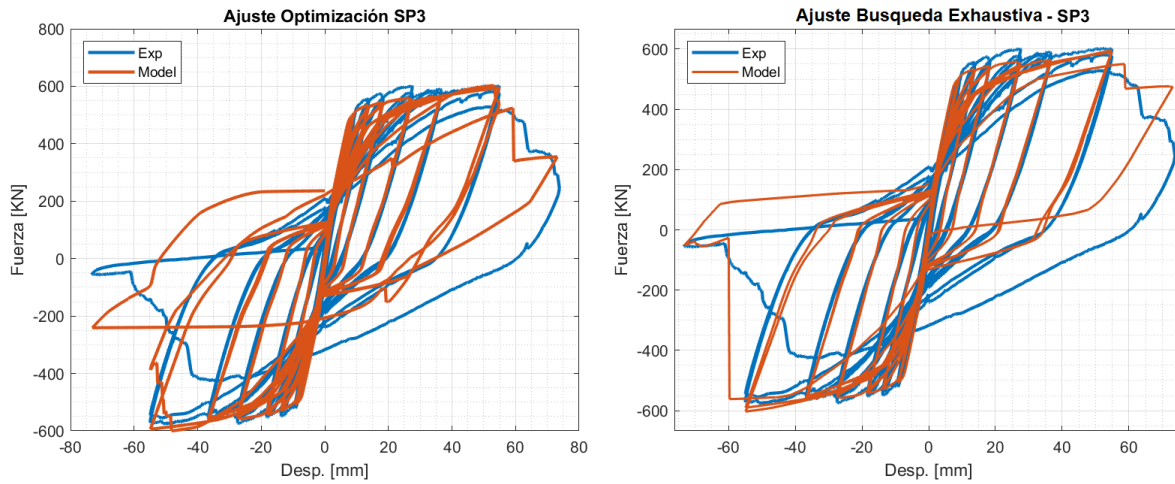


Fig. 42. Comparación de curvas de histéresis de optimización (izq.) y búsqueda exhaustiva para espécimen 3 (der.).

3.1. Modelos estructurales y su diseño.

Los modelos de análisis utilizados en el estudio consisten en 3 muros de base empotrada, de 6, 11 y 19 pisos. El muro fue seleccionado de una planta estructural simple, ver Fig. 43, de donde se obtiene por área tributaria la masa sísmica reactiva y la carga gravitacional sobre el muro en cada piso. Cada muro de la planta estructural simple se lleva 1/4 de la masa y de la carga. Sin embargo, para un sentido de análisis dado, se puede considerar que hay un par de muros que aportan rigidez o resistencia a la carga lateral, por lo tanto, la fuerza de inercia total debe ser soportada solo por aquellos muros en la dirección de análisis, a diferencia de la carga gravitacional que permanece en los otros muros que no aportan rigidez lateral. Esta carga gravitacional incrementa las fuerzas internas dentro de los muros que resisten cargas laterales debido al efecto P- Δ , fenómeno que será considerado más adelante en el análisis no lineal.

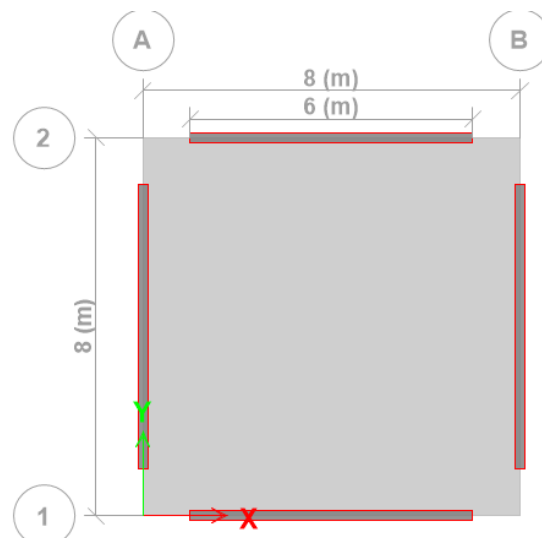


Fig. 43. Planta estructural simple

Para cada muro, mediante el espectro de diseño de la NCh433 [85], se determinaron las demandas y se especificó el refuerzo longitudinal de los muros. En la zona central de Chile se puede encontrar clasificaciones en zona sísmica 2 con suelo tipo B, que es típico de Santiago desde el centro al oriente, también se puede encontrar en zona sísmica 3 un suelo tipo C, que es típico en el centro de Viña del Mar. Sin embargo, en esta investigación se consideró los tipos de suelo A, B y C en todas las zonas sísmicas. En la Fig. 44 se presentan todos los espectros considerados.

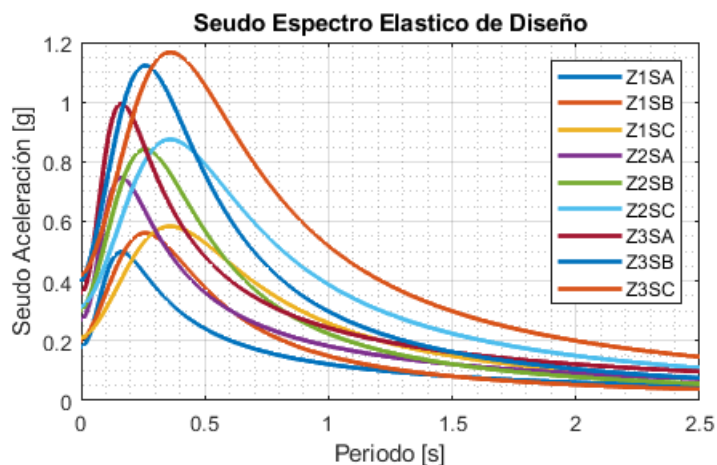


Fig. 44. Espectros de Diseño de la Norma NCh433 para todas las zonas sísmicas y para suelos A, B y C.

Se creó un modelo lineal elástico en el software CSI ETABS [75] para cada muro, según la práctica nacional, para luego, mediante un análisis modal espectral, encontrar los valores de fuerzas internas en el muro y verificar la sección de hormigón armado. El modelo de muros de 6 pisos tiene un periodo de 0.2 [s], el de 11 pisos de 0.58 [s] y el de 19 pisos de 0.85 [s]. La resistencia de los elementos se calcula con la norma ACI318 [81] en la versión del año 2008, que es la norma vigente en Chile para el diseño de elementos de hormigón armado. La norma NCh3137 [86] se utilizó para definir las combinaciones de carga utilizadas en el diseño de los muros.

El material utilizado en el diseño es hormigón calidad G30 y el acero A630-420H, se considera una malla vertical de forma tal de obtener una cuantía de 0.0025 y en la Fig. 46 se muestra la sección del borde utilizada para todos los modelos de muros considerados. En la práctica se suele utilizar una cuantía de borde de forma tal que el momento de fluencia sea igual o mayor al de agrietamiento del muro. En este caso, 6 barras del diámetro 16mm cumplen dicha función. La Fig. 45 muestra el diagrama de interacción para el muro

considerado, que es el mismo para los tres muros, en donde la curva exterior corresponde a la resistencia nominal del elemento, mientras que la curva interior es la resistencia nominal reducida. En la misma figura, se aprecia que para cada muro (6,11 y 19 pisos) las solicitaciones representadas por el par de fuerzas carga axial-momento están dentro del diagrama de interacción de la curva nominal reducida, por lo tanto, la resistencia es suficiente para las fuerzas de diseño. También, en la Fig. 47 se presentan las curvas de desplazamiento relativo entrepiso para todos los modelos, en donde se consideró una altura de 3.2[m] en el primer piso y de 2.5 [m] para el resto de los niveles, en la figura se aprecia que los valores de mayor magnitud se alcanzan para los muros de 9 y 11 pisos. No obstante, los desplazamientos relativos entrepiso están muy por debajo del límite igual a 0.002, impuesto en la norma de diseño sísmico.

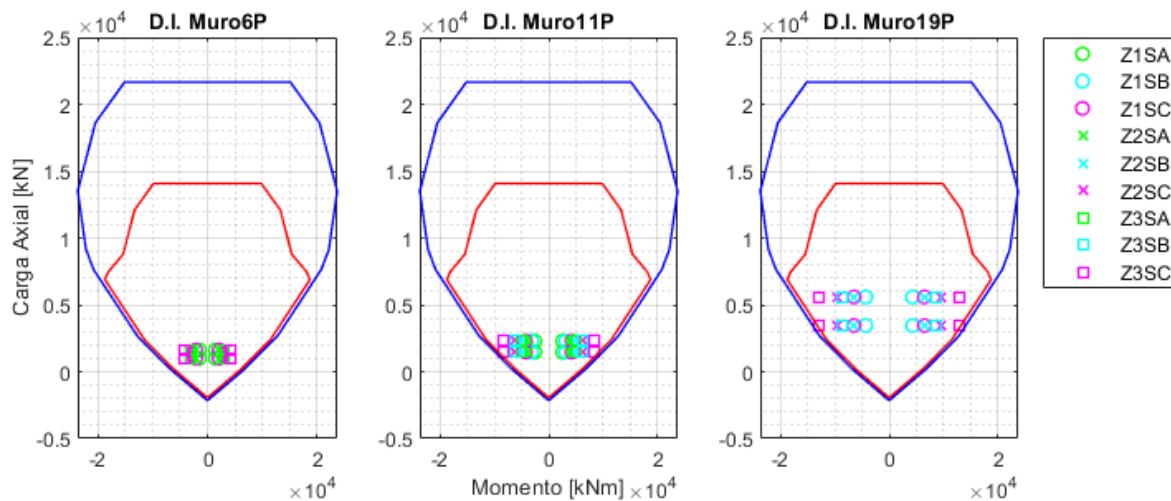


Fig. 45. Diagrama de Interacción Muros

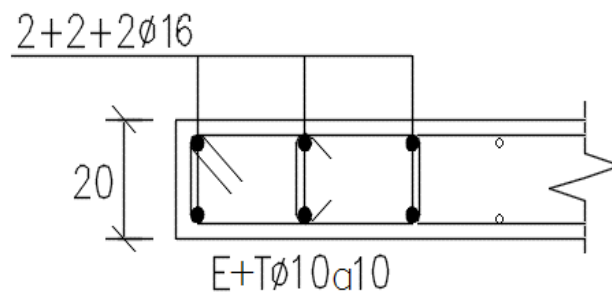


Fig. 46. Borde de muro diseñado.

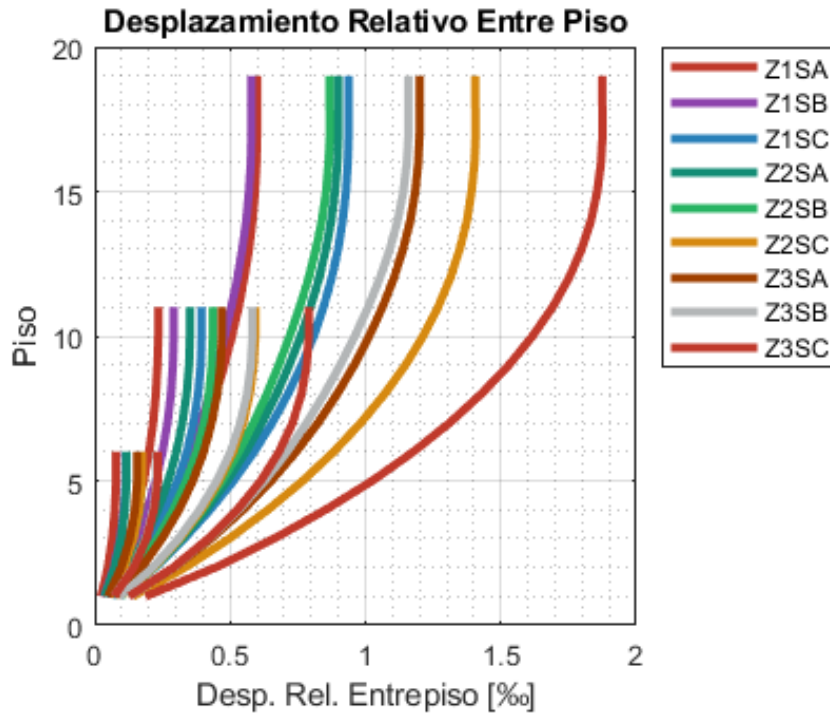


Fig. 47. Desplazamiento relativo entre piso para los muros diseñados

Una vez los muros han sido diseñados, se realiza el modelo de análisis no lineal en el software OpenSEES. Cada piso representa un nodo, y entre nodos se definió un elemento “*frame*” de plasticidad distribuida, como lo descrito en el Capítulo II, con una sección de fibras idéntica a la sección diseñada para los muros, utilizando el elemento “*concrete04*” para el hormigón confinado y sin confinar, y el material “*Hysteretic*” con los parámetros definidos en la calibración. Para definir la fatiga se utiliza el comando “*Fatigue*” con los parámetros para barras de 16mm y de 8mm de los estudios de Brown et al. [41]. La deformación por corte fue modelada elástica e incorporada a la sección de fibras a través del comando “*Section Aggregator*” con un módulo de corte igual a $G = 0.04E_c$. La deformación de cuerpo rígido debido al deslizamiento de la barra en la interfaz del muro con la fundación fue modelada con un elemento de largo cero (“*ZeroLengthSection*”) en donde el acero fue modelado con el material “*Bond_SPI*”. Similar al modelo de calibración, el muro del primer piso de cada modelo de análisis se divide en dos elementos de plasticidad distribuida, el primero unido al elemento de largo cero en la base a un punto intermedio del muro, con un largo igual a 0.5 veces el largo del muro, valor que se relaciona con el largo de rótula plástica, este elemento considera dos puntos de integración mientras que el otro elemento tiene el largo restante para llegar a la altura del primer piso con 5 puntos de integración.

Esto se realizó para todos los muros y es el mecanismo seleccionado para evitar el problema denominado “localización”, que consiste en la concentración de las deformaciones en un único subelemento del muro más solicitado, por ejemplo, un muro empotrado con una carga lateral puntual en su punto superior modelado con un elemento de plasticidad distribuida de 7 puntos alcanza una mayor curvatura en su base que una elemento con 3 puntos de integración, debido a que en el primer caso la plasticidad se concentra en un séptimo del largo del muro en comparación al segundo caso donde se concentra en un tercio del largo. Mediante el uso de un elemento de largo igual a 0.5 veces el largo del muro y con dos puntos de integración, se logra distribuir la plasticidad en una longitud igual a la rótula plástica, valor que se ha mostrado que correlaciona con la rotación plástica y deformación de techo [87] [88], y se utiliza implícitamente en la norma ACI318 [81]. También se menciona en [71] que es un método usual cuando se consideran elementos de plasticidad distribuida y en uno de los documentos publicados en [80] se recomienda que la distancia entre puntos de integración debe ser aproximadamente la longitud de rótula plástica. El resto de los elementos en pisos superiores son modelados con 7 puntos de integración, permitiendo la posibilidad de fluencia en zonas distintas a la base.

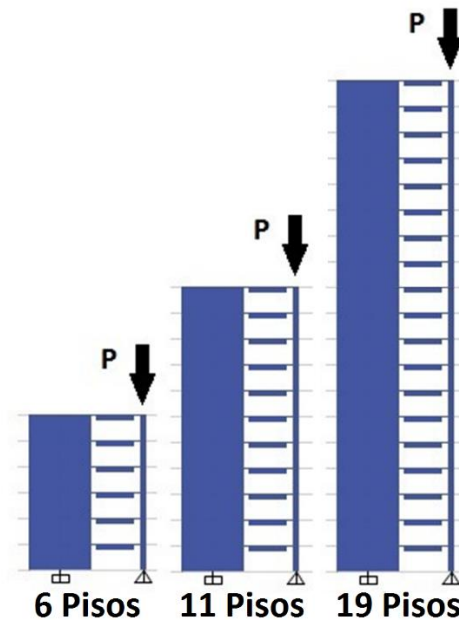


Fig. 48. Esquema modelo plano de los muros.

A cada nodo se le asigna la mitad de la masa inercial estimada por piso de la planta estructural simple, igual a $M = 31.8$ [Ton], esto es debido a que son dos muros los que resisten la carga

lateral total por piso. Por otra parte, la carga axial gravitacional asignada a cada nodo corresponde a un cuarto del valor estimado por piso, es decir $P = 15.9 [Tonf]$, por el mismo principio anterior sólo que en este caso son los 4 muros los que resisten la carga gravitacional. Adicionalmente, hay carga gravitacional resistida por elementos que no son parte del sistema resistente a cargas laterales, es por esto que se define un “*leaning column*”, estructura anexa a la principal, definida con elementos “*frame*” entre los mismos pisos que los muros, sin rigidez lateral y con la carga axial que corresponde a la porción definida por la planta estructural simple. La idea de esta estructura anexa es incluir el efecto P- Δ de la carga gravitacional soportada por los elementos que no aportan rigidez lateral. La Fig. 48 muestra un esquema del modelo plano considerado para los muros y la estructura anexa modelada con una viga y columna rotuladas.

El periodo de las estructuras en el modelo no lineal son 0.25 [s], 0.77 [s] y 1.45 [s], en donde se observa una diferencia entre los periodos utilizados en la etapa de diseño. Esto puede ser debido a que en la práctica de diseño se permite usar la sección bruta del elemento de hormigón armado lo que tiende a rigidizar la estructura, también se considera un porcentaje de la rigidez de las losas que nuevamente también suman a la rigidez de la estructura. Sin embargo, se permite aproximar el período agrietado multiplicando el periodo natural con la sección bruta por 1.5 [83], lo que entregaría 0.28[s], 0.87 [s] y 1.28 [s], valores más cercanos a los estimados en el modelo no lineal. Durante el análisis se registran en cada paso de tiempo: fuerzas y deformaciones internas en cada nodo, el desplazamiento de techo, deformaciones unitarias de hormigón y de acero, y el daño acumulado debido a la fatiga. Estas variables se denominan parámetros de demanda ingenieril y representan un valor de respuesta a las sollicitaciones en la estructura. Además, se utilizan para estimar el daño estructural y no estructural.

El modelo descrito anteriormente tiene definido los parámetros para el material “*Hysteretic*” provenientes de la calibración. No obstante, con el fin de determinar el efecto de incluir la degradación de rigidez y resistencia de los modelos, en la correlación entre daño y duración, se determinó generar los mismos modelos, pero con los parámetros de daño del material *Hysteretic* (“*Damage1*” y “*Damage2*”) iguales a cero, es decir, sin daño.

Una vez los 6 modelos de muros fueron definidos, se realizan varios análisis dinámicos no lineales, indicados en el Capítulo V, con registros de larga y corta duración, escalados de acuerdo con la metodología descrita por Chandramohan et al. [11] en el capítulo IV.

AISLACIÓN DEL EFECTO DE LA DURACIÓN

La duración es una característica no estacionaria de los registros sísmicos y no suele ser considerada en el diseño de estructuras, sobre todo al utilizar el método modal espectral. Lo anterior, debido a que los espectros de aceleración se calculan utilizando un modelo lineal elástico, que no es susceptible a otras características más que el contenido de frecuencias y la intensidad del registro.

Los modelos que suelen captar el efecto de duración son aquellos que cambian alguna característica propia de su respuesta durante el tiempo de carga, como lo puede ser, la pendiente de la curva fuerza-desplazamientos en ciclos carga y descarga. Esto sólo ocurre en modelos no lineales, como los descritos en el capítulo anterior.

Con el objetivo de cuantificar la influencia de la duración de los registros, en primera instancia se debe definir una métrica de duración. En este estudio se considera la duración significativa 5-75% ($D_{5-75\%}$), porque estudios previos [11] han indicado que es una métrica efectiva y robusta para determinar el efecto de la duración.

La duración significativa 5-75% representa el tiempo en el cual se concentra el 70% de la Intensidad de Arias a partir del 5% inicial. La ecuación Eq. 13 define la estimación del porcentaje "R" del índice, en donde $a(t)$ es la aceleración del registro, t_R es el tiempo en el cual ocurre la fracción "R" del índice de intensidad y "T" es el tiempo total del registro.

$$I_A(R\%) = 100 * \int_0^{t_R} (a(t))^2 / \int_0^T (a(t))^2 \quad \text{Eq. 13}$$

Luego, se puede definir la duración significativa 5-75% como se muestra en la ecuación Eq. 14.

$$D_{5-75} = t_{R=75} - t_{R=5} \quad \text{Eq. 14}$$

Luego, y según la recomendación de Chandramohan et al. [11], se define un registro de corta duración como aquel que tiene una duración significativa $D_{5-75\%}$ menor o igual a 25 [s]. Sin embargo, cuando se consideran ambas componentes de un sismo de larga duración y al menos una de ellas tiene una duración significativa $D_{5-75\%}$ mayor a 25 segundos, se considera a ambas componentes del registro de larga duración. De la base de datos indicados en la misma referencia, se toman 60 pares de registros de corta y larga duración (120 registros en total). La Fig. 49 muestra el histograma de los registros seleccionados.

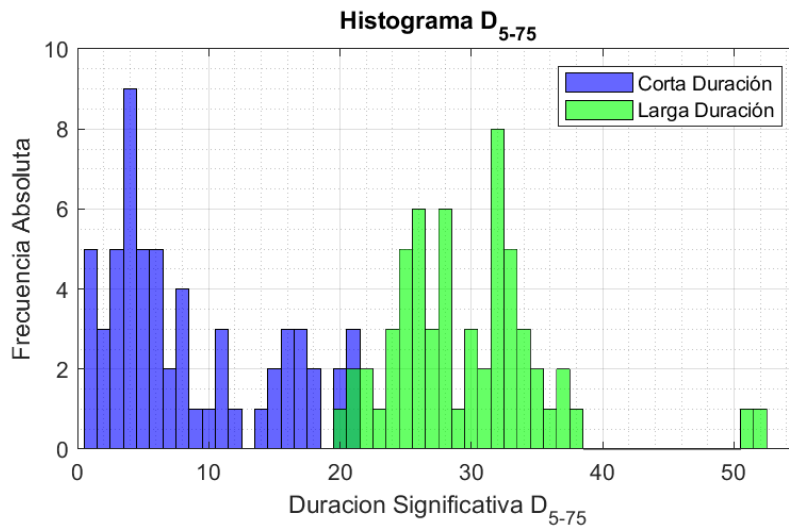


Fig. 49. Histograma de la cantidad de registros para una duración significativa dada.

Para el set de larga duración se tomaron registros de los terremotos de Lima 1974, Valparaíso 1985, Michoacan 1985, Landers 1992, Kocaeli 1999, Hokkaido 2003, Maule 2010 y el Mayor 2010 (Fuente de registros: [89] y [90]). Por otra parte, los registros de corta duración fueron seleccionados de la base de datos de PEER [91].

La forma espectral y la intensidad son características estacionarias que afectan los parámetros de demanda ingenieril, por ello es necesario aislar el efecto de la duración del resto de las características que pueden tener influencia sobre los parámetros de demanda ingenieril. La metodología propuesta por Chandramohan et al. [11] consiste en escalar los registros de corta duración respecto a los de larga duración con el fin de igualarlos espectralmente, eliminando

la intensidad como componente influyente en la respuesta estructural al comparar un registro con otro.

En específico, el método consiste en encontrar el registro de corta duración amplificado por un factor “ K ” que minimice la función que representa la suma del error cuadrático para un registro de larga duración dado. El factor “ K ” se estima como el cociente entre el promedio de la aceleración espectral del registro de larga duración entre los periodos 0 y 6 segundos (\bar{L}), sobre el promedio de la aceleración espectral del registro de corta duración (\bar{S}). La Eq. 15 muestra lo indicado en el párrafo anterior.

$$k = \frac{\bar{L}}{\bar{S}} \quad \text{Eq. 15}$$

La función objetivo a minimizar se muestra en la Eq. 16, la que representa la diferencia de aceleración espectral de los registros en pasos de periodos de 0.05[s]. La variable L_i representa la aceleración espectral i -ésima del registro de larga duración. De similar forma la variable S_i es la aceleración espectral i -ésima del registro de corta duración.

$$SSE = \sum (L_i - K * S_i)^2 \quad \text{Eq. 16}$$

Lo definido anteriormente se realiza para cada registro de larga duración. La Fig. 4 en el Capítulo I, muestra un ejemplo del espectro de aceleración de un registro de larga duración, y el espectro de aceleración del registro de corta duración amplificado por el factor calculado.

El objetivo de esta metodología es igualar en “promedio” la respuesta estructural, a través de la equivalencia espectral del set de registros de corta duración al set de larga duración, de forma tal que la respuesta media no esté influenciada por la intensidad del registro y sólo por la duración de estos. Para ello, se calcula la media geométrica de los espectros de aceleración, según lo indicado en la Eq. 17, y la desviación estándar geométrica según la Eq. 18. La Fig. 50 muestra la curva media de aceleración espectral para los registros de larga duración y corta duración, además de las curvas medias más y menos una desviación estándar. En la figura se puede ver un buen ajuste entre las curvas medias de ambos sets, lo que significa que se logra aislar en promedio el efecto de la duración.

$$\overline{S_a(T_k)} = \sqrt[n]{\prod_i^n S_{a,i}(T_k)} \quad \text{Eq. 17}$$

$$St.D.(S_a(T_k)) = Exp\left(\sqrt{\frac{\sum_i^n \left(\ln(S_{a,i}(T_k)) - \ln(\overline{S_a(T_k)})\right)^2}{n}}\right) \quad \text{Eq. 18}$$

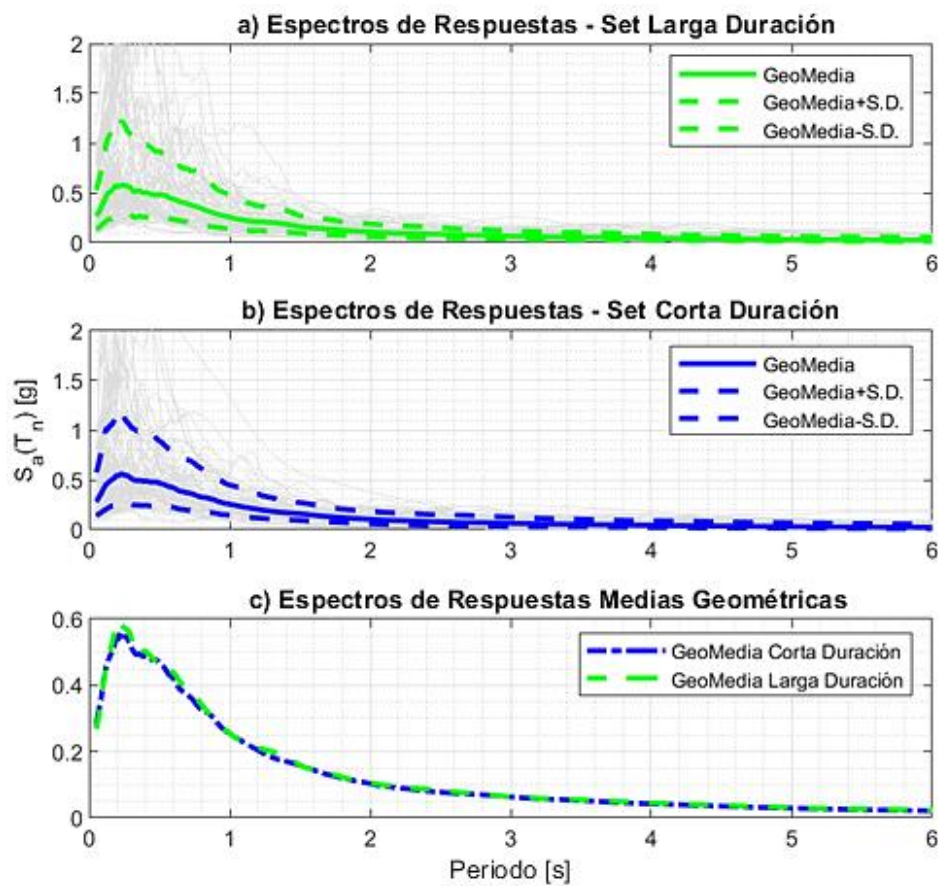


Fig. 50. Espectros de respuestas para registros de larga y corta duración y sus medias geométricas.

ANÁLISIS NO LINEAL

5.1. Análisis dinámico incremental

Con los modelos de análisis con degradación y sin degradación definidos en el capítulo III y los registros igualados espectralmente según lo mencionado en el capítulo IV, se realiza una serie de análisis dinámicos incrementales, IDA [92] por sus siglas en inglés, para cada modelo. El método consiste en someter un modelo no lineal a un registro sísmico escalado a distintos niveles de intensidad, con el objetivo de conocer los valores de los parámetros de demanda ingenieril en cada uno de estos niveles.

Para este caso la intensidad se considera igual a la aceleración espectral del registro en el periodo fundamental de la estructura analizada ($S_a(T_n)$). El rango de intensidad se consideró entre 0.1 [g] y 2.5 [g] para los muros de 6 y 11 pisos, mientras que para los muros de 19 pisos la intensidad considerada fue 0.1 [g] a 1.2 [g], debido a que el último sistema es muy flexible y es difícil que alcance aceleraciones a tal nivel. En cada rango se consideran 25 pasos de intensidad y en cada uno de ellos el análisis se lleva a cabo hasta que termina el registro o se detiene por inestabilidad dinámica.

Durante cada análisis se registraron los siguientes parámetros de demanda ingenieril: esfuerzo y deformación unitaria del acero y del hormigón, fatiga del acero de refuerzo longitudinal, fuerzas internas (carga axial, momento y corte) en los extremos de los elementos, deformaciones internas (curvatura, deformación unitaria axial y distorsión angular) en los extremos de los elementos, desplazamiento de techo. Estos datos se post procesan en MATLAB para contrastarlos con estados límites y de falla.

Los resultados se presentan en figuras en donde el parámetro de demanda ingenieril es graficado versus la variable de intensidad. A modo de ejemplo se presenta la Fig. 51, donde en gris se muestran las curvas IDA para el modelo de la estructura de 11 pisos que considera degradación y está sometida a registros del set de corta duración. En azul se presenta la media

geométrica para una intensidad dada y en las líneas segmentadas la media más y menos una desviación estándar

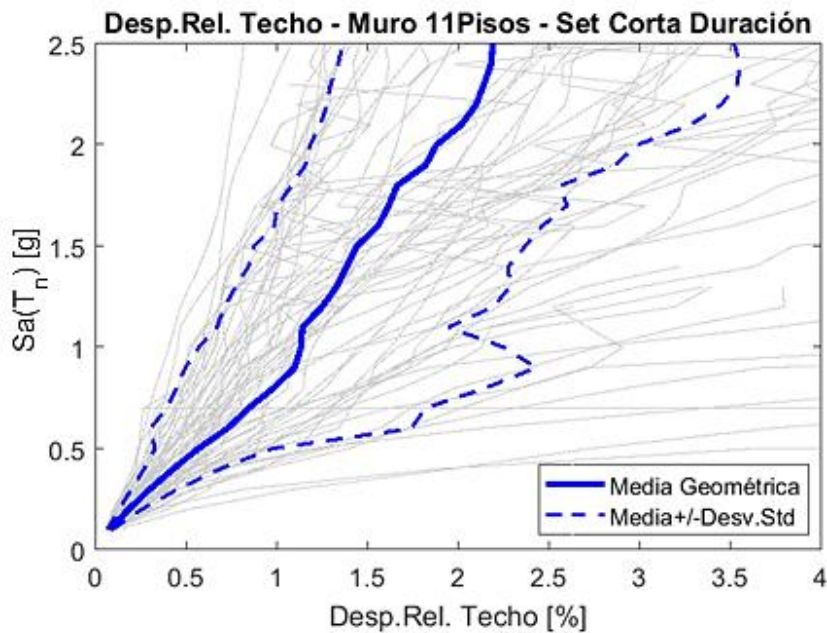


Fig. 51. Desplazamiento Relativo de Techo vs. Aceleración Espectral

La figura muestra las curvas del análisis no lineal, sin embargo, se debe hacer un post-procesamiento de los datos para que reflejen un mejor resultado. Esto se realiza definiendo algunos criterios de falla en un procesamiento de la información posterior al análisis en Matlab. Los criterios de falla utilizados son:

a) Falla del hormigón

Como se mostró anteriormente el hormigón confinado falla a una deformación unitaria mayor al hormigón sin confinar, en este caso, $\varepsilon_{cu} = 0.025$.

b) Falla del Acero

Se define a una deformación unitaria igual a $\varepsilon_{su} = 0.09$, según la recomendación del ASCE/SEI 41.

c) Falla por Fatiga

La fatiga se estima con la fórmula de Coffin-Mason, la que está incorporada en el software OpenSEES. Cuando el índice llega a 1, significa fractura del refuerzo debido a la fatiga de bajo ciclaje.

d) Inestabilidad dinámica

Algunos análisis no alcanzan el final del registro antes de detenerse, esto se debe principalmente a la inestabilidad dinámica por problemas numéricos. Los modelos de análisis iteran en cada paso del registro, resolviendo la ecuación de movimiento a través de métodos numéricos que requieren probar distintas soluciones hasta encontrar alguna que se ajusta a la tolerancia y en [92] se menciona que este punto se puede considerar como la falla de la estructura. Sin embargo, es necesario relacionar este problema con una metodología o criterio para determinar la falla. En este documento se plantea una metodología para relacionar la caída de incursión no lineal con la inestabilidad dinámica.

5.2. Inestabilidad dinámica

A medida que aumenta la intensidad, el tiempo hasta el cual llega el análisis suele ir disminuyendo. Esto se atribuye a la inestabilidad dinámica provocada para llegar a la solución que equilibra la ecuación de movimiento. Por otra parte, estudios recientes [58] [93] definen la capacidad de deformación dinámica en las curvas IDA como un límite de desplazamiento en la estructura, asociada a sus propiedades mecánicas y principalmente al efecto de la incursión en el rango no lineal sobre aquellas propiedades. Por ejemplo, en los documentos citados se menciona que cuando se alcanza una pendiente entre puntos de intensidad consecutivos equivalente al 5% de la pendiente inicial, se define la capacidad de deformación dinámica. Este tipo de capacidad aún es objeto de estudio, y en este documento se utiliza otro procedimiento, el cual se describe más adelante.

Para representar esta temática, en la Fig. 52 se muestran gráficos de dispersión entre el tiempo en que ocurre el peak de aceleración del registro (T_{peak}/T_{tot}) versus el tiempo de análisis alcanzado (T_{ana}/T_{tot}) para los modelos con degradación, ambos normalizados por el tiempo total del registro y para distintos niveles de intensidad. Lo mismo se muestra en la Fig. 53, pero para los modelos que no incluyen degradación. En las figuras se aprecia que para niveles bajos de intensidad el tiempo de análisis alcanza 100% del tiempo total del registro. A medida que se incrementa la intensidad, los análisis no alcanzan en muchos casos el 100% del tiempo total del registro, a excepción del modelo sin degradación del muro de 6 pisos, en donde se muestra que casi todos los análisis llegan al 100% del tiempo. Además, se puede observar que el tiempo de análisis tiende a detenerse, más o menos, en el instante del peak del registro (recta en 45°), sobre todo en niveles altos de intensidad. Este efecto es levemente distinto entre registros de corta y larga duración, en donde para los primeros (puntos de color azul)

se mantiene por debajo de la recta en mayor cantidad que los registros de larga duración (puntos de color verde) lo que evidencia un mayor problema de inestabilidad en los registros de larga duración. En la creación de protocolos de carga Krawinkler [94] señala que el daño se sobrestima cuando se considera en los análisis la porción del registro posterior al peak de aceleraciones, debido al “ensanchamiento” de la curva de histéresis, pero también cuando se considera la degradación de resistencia y rigidez en los modelos. Al extender la idea anterior al tipo de análisis dinámico, la estimación del daño a través de parámetros de demanda ingenieril no se vería muy afectado, debido a que no existiría gran aporte de energía de disipación por la degradación de la rigidez. Los gráficos anteriores muestran que la inestabilidad dinámica ocurre en torno al peak del registro. Sin embargo, para determinar la falla mediante un mecanismo de inestabilidad, se propone un índice que cuantifica la cantidad de incursión en el rango inelástico de un determinado elemento estructural.

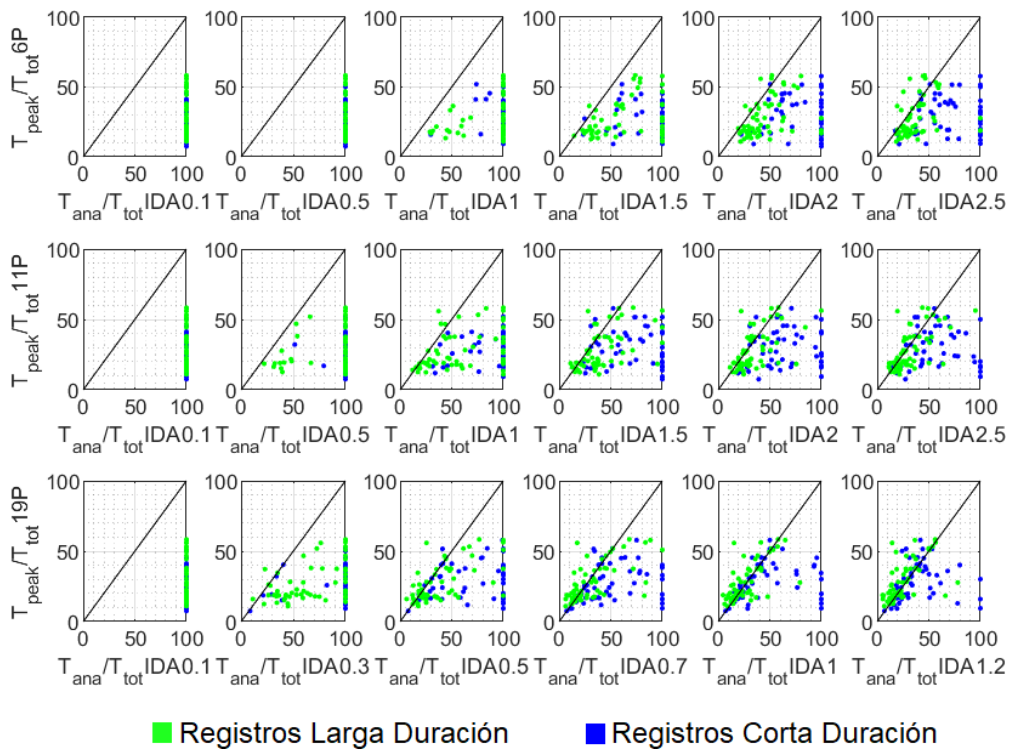


Fig. 52. Tiempo al Peak del registro vs. Tiempo de análisis, a distintas intensidades, modelo con degradación.

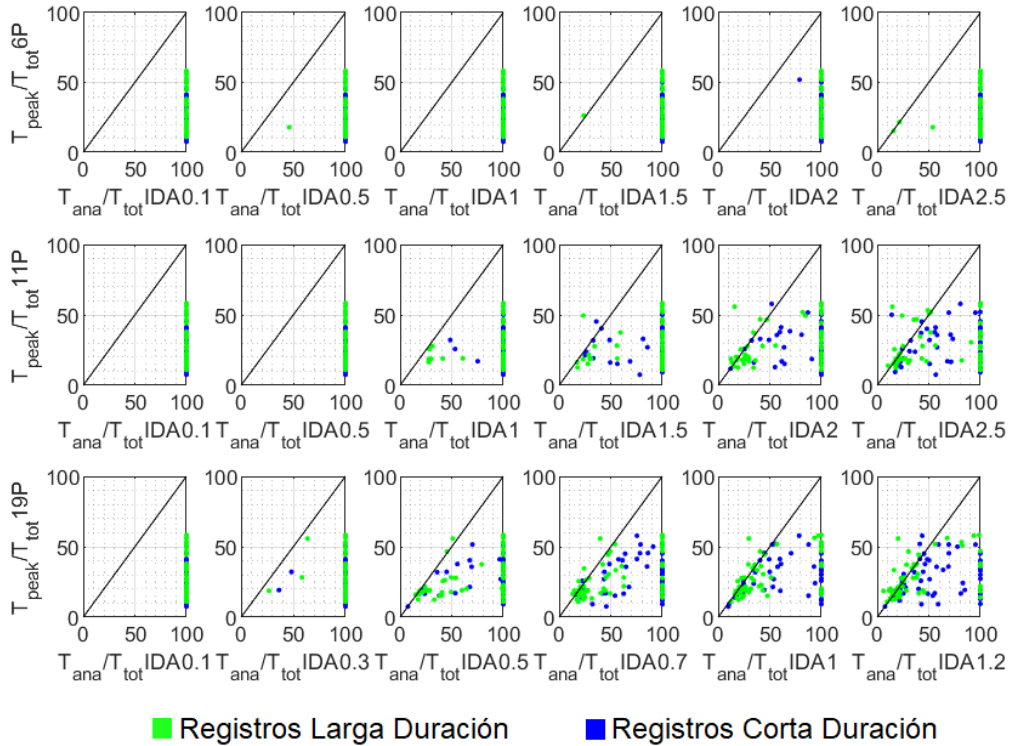


Fig. 53. Tiempo al Peak del registro vs. Tiempo de análisis, a distintas intensidades, modelo sin degradación.

Con el objetivo de predecir la inestabilidad dinámica, se crea la siguiente metodología basada en la estimación de la “cantidad” de incursión inelástica. Para ello se utiliza el índice de “ductilidad de curvatura acumulada” o “CCD” por sus siglas en inglés (Park [95]). El índice mencionado suma la cantidad de veces que una deformación sobrepasa el valor de fluencia. La ecuación Eq. 19 muestra la fórmula del CCD, en donde en cada paso i -ésimo se suma la curvatura dividida en la curvatura de fluencia del muro, siempre y cuando la primera sea mayor a la segunda.

$$CCD = \sum \frac{\phi_i}{\phi_y} ; \phi_i \geq \phi_y \quad \text{Eq. 19}$$

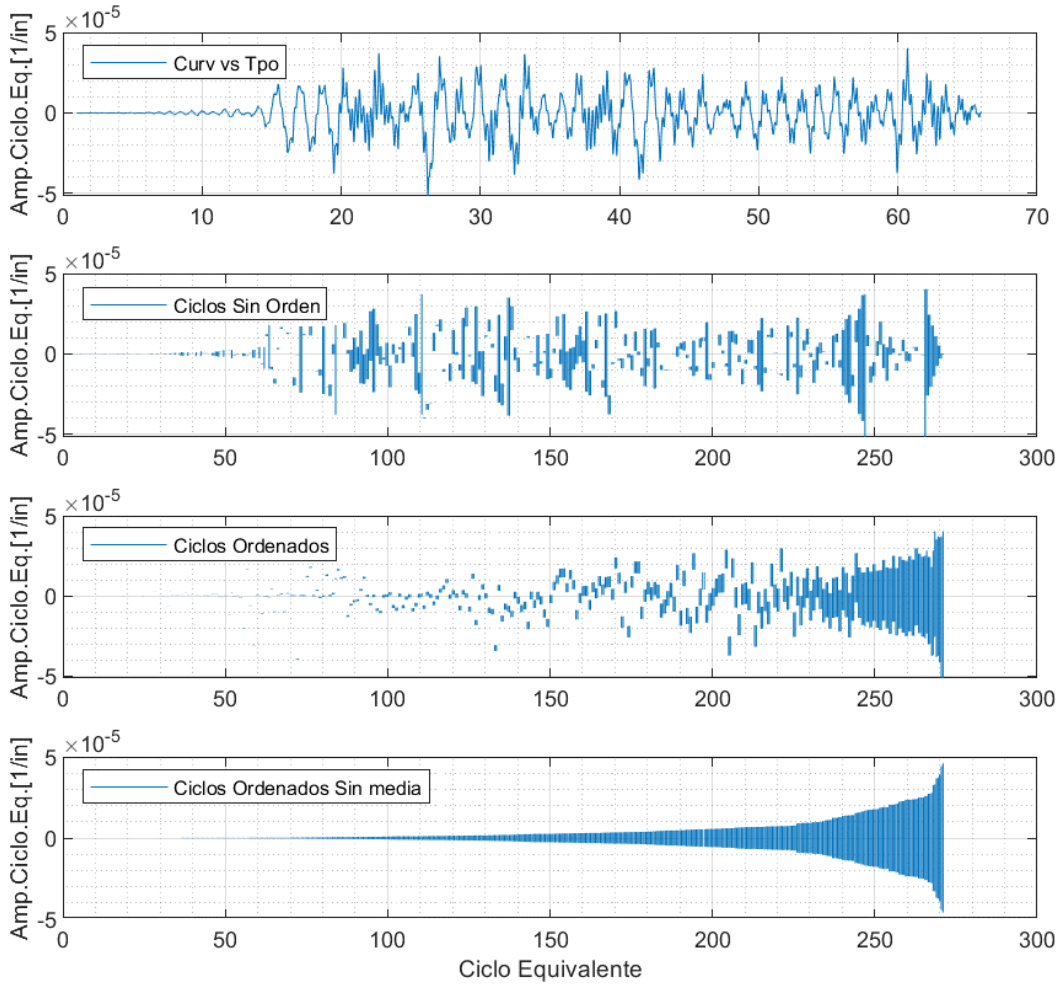


Fig. 54. Ciclos equivalentes para los resultados del modelo de 11 pisos con degradación para un sismo de larga duración a una intensidad del análisis dinámico incremental de 1[g].

Para la estimación del índice CCD es necesario ordenar la información debido a que el índice funciona con amplitudes de ciclos estables. El método utilizado para encontrar los ciclos de amplitud estable se denomina “Rainflow Counting [44]”, el que consiste en determinar las cimas y valles que existen en registros de carácter aleatorio, como lo son las respuestas estructurales a registros sísmicos. Luego, de los puntos encontrados se estima una amplitud de ciclo, la que se centra al valor medio de estos. La Fig. 54 muestra los ciclos equivalentes calculados a partir de la variación de la curvatura en el tiempo para un registro cualquiera de los modelos que incluyen la degradación de resistencia y rigidez a una intensidad dada. Los ciclos ocurren en instantes distintos y en puntos medios de la amplitud distintos, es decir, no son simétricos respecto de un valor medio. Luego de obtener los ciclos equivalentes, se

ordenan de menor a mayor amplitud para luego centrar cada ciclo en torno al cero, lo anterior se repite para cada registro de respuesta estructural de curvatura de la base del muro en cada paso de intensidad del análisis incremental dinámico. El objetivo es estimar los índices CCD para cada paso de intensidad a partir de las amplitudes ordenadas y centradas de cada registro.

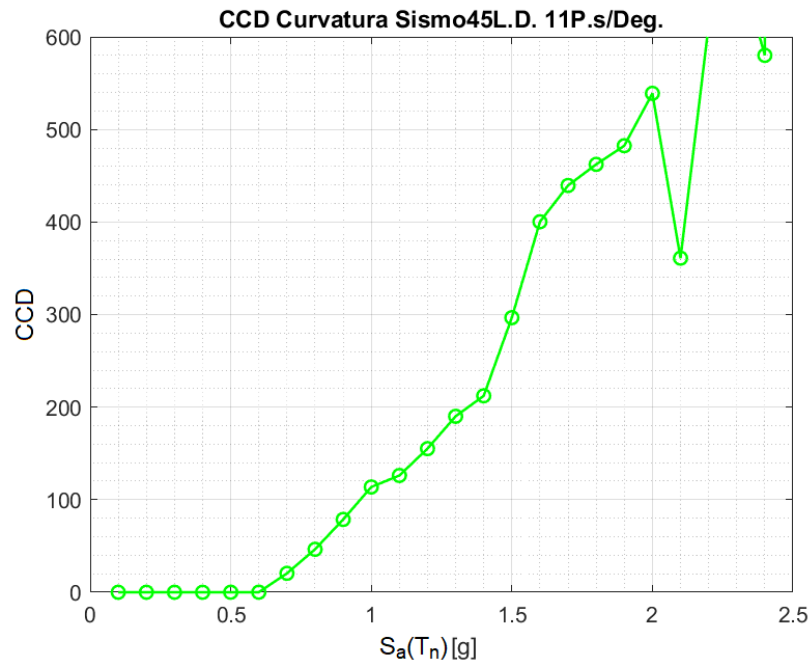


Fig. 55. IDA - CCD para un registro dado

La Fig. 55 muestra el gráfico de la curva del índice CCD para un registro dado de los modelos que incluyen la degradación de resistencia y rigidez, en ella se aprecia un incremento del índice a partir de las intensidades bajas hasta un valor mayor de intensidad, para luego decaer súbitamente y recuperarse en cierta medida. Esta caída en el índice además refleja que el análisis para ese valor de intensidad no alcanza un tiempo mayor de análisis que el punto anterior de intensidad. Sin embargo, el valor incrementa posteriormente, esto se debe a que a medida que aumenta la intensidad, también aumenta la amplitud del ciclo y por ello, independiente del tiempo de análisis incrementa el valor del índice CCD.

Una caída en el índice CCD significa que se alcanzó un punto de intensidad que no completó el registro. Sin embargo, puede ocurrir que en aquella intensidad haya alcanzado, por ejemplo, un 80% del tiempo del registro y luego en el punto siguiente alcanzar un tiempo mayor o similar, lo que puede ser una indicación de algún tipo de problema numérico y no necesariamente relacionado con la mecánica del sistema (falla u otro). Por tanto, con el

objetivo de no perder información a intensidades mayores en el caso descrito anteriormente, se utiliza el índice CCD como métrica para reflejar inestabilidad numérica, y como criterio de término del análisis y de falla. Como se mencionó, una caída en el índice CCD significa que no alcanzó a finalizar el registro, por lo que se decide definir que el análisis “falla” por inestabilidad cuando existe una caída mayor del 5% en el índice CCD de la sección base. Por otra parte, para el modelo de 6 pisos sin degradación, se considera una caída de falla del 50%, debido a que este modelo es muy estable, según lo que se puede apreciar en la Fig. 53, y puede que haya casos aislados en donde el análisis termina antes, por lo que una caída muy baja en el índice podría subestimar la capacidad de esta estructura. En la Fig. 56 se muestra la información obtenida por el índice CCD posterior al último punto con el 100% del tiempo de análisis para un registro en el muro de 11 pisos modelado con degradación.

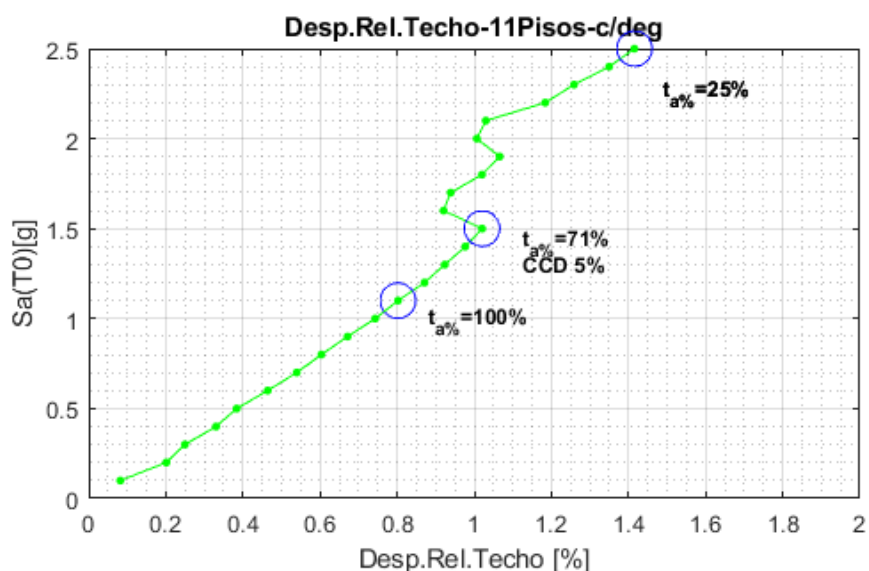


Fig. 56. Curva IDA Desplazamiento Relativo Techo de Muro 11 Pisos con degradación, indicando puntos de falla para un tiempo de análisis del 100%, un índice de caída CCD del 5% y el último valor analizado.

En conjunto con los parámetros definidos anteriormente, se determinan los criterios de falla para detener el análisis y se recalculan los gráficos IDA, desplazamiento relativo de techo versus intensidad del registro.

5.3. Efecto de la degradación.

Se ha mencionado que la degradación de resistencia y rigidez es un componente importante en el estudio del efecto de la duración, debido a que su impacto cambia las propiedades dinámicas y resistentes de los elementos analizados durante los ciclos de carga. Por ejemplo,

en el caso de ciclos de deformación estable, la degradación es mucho más perceptible, pues se puede comparar el nivel de fuerza alcanzado a un mismo nivel de desplazamiento lateral, esto se puede ver en el esquema mostrado en la Fig. 57, en donde para un nivel de deformación máximo dado (extremos de la curva) se aprecia que la fuerza alcanzada es cada vez menor.

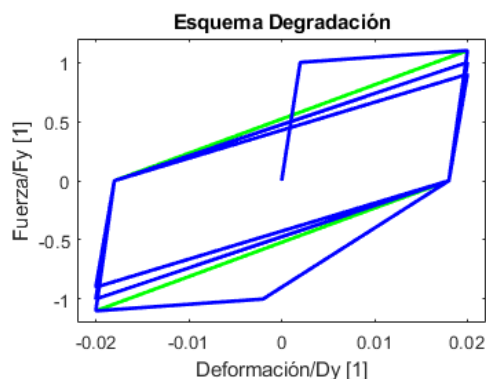


Fig. 57. Figura esquemática fuerza - deformación para representar degradación.

Sin embargo, las solicitaciones de origen sísmico son del tipo estocásticas, y no se suelen encontrar ciclos de amplitud definida, sino más bien ciclos aleatorios, lo que dificulta percibir la degradación en gráficos. En las figuras a) y b) de la Fig. 58 se muestran los diagramas de momento curvatura en la base del muro de 11 pisos para los modelos con degradación (azul) y sin degradación (verde) para un registro de larga duración en a) y su par de corta duración en b). De estas figuras se desprende que la respuesta al registro de larga duración por ambos modelos termina con una menor rigidez al final del ciclo (cumulo de curvas al medio del gráfico), esto ocurre principalmente por el “*pinching*” inherente al modelo, y que destaca que los registros de larga duración degradan más un elemento estructural que los registros de corta duración. Por otra parte, en las figuras c) y d) de la Fig. 58, se muestra la energía disipada por los diagramas momento curvatura en la parte superior de cada gráfico. En c) se aprecia que el modelo sin degradación disipa más energía que en el modelo con degradación para el registro de larga duración, lo que refleja el daño en los refuerzos debido a los ciclos de carga y descarga, sin embargo, en d) no se aprecia esta misma diferencia, mostrando que la degradación no es tan relevante en registros de corta duración. Este resultado es prueba que es necesario considerar la degradación a nivel del material constituyente del elemento

estructural con el fin de modelar de mejor manera la respuesta dinámica, sobre todo cuando se consideran registros de larga duración.

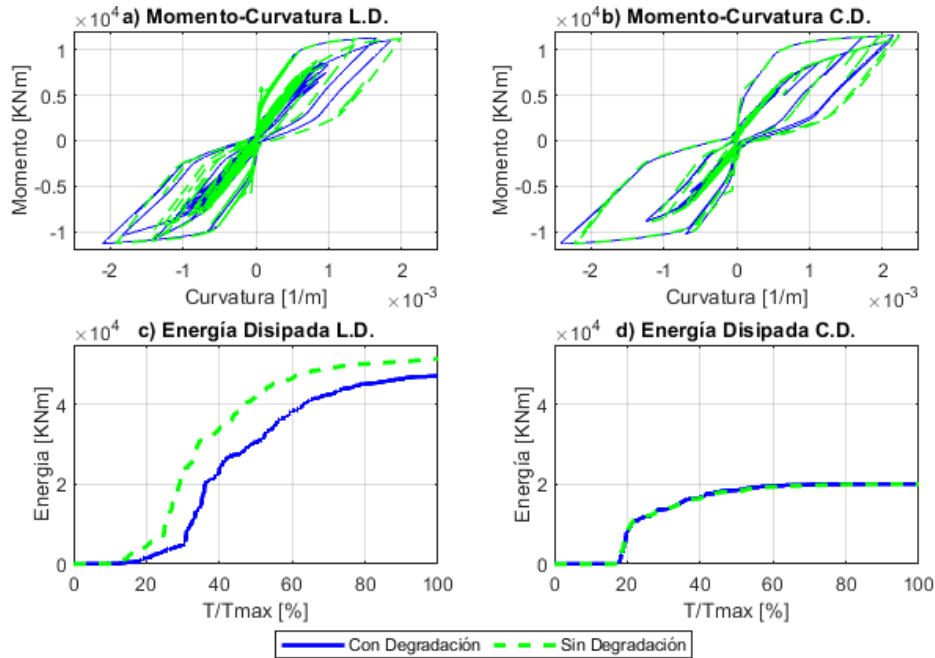


Fig. 58. Comparación entre la respuesta para el muro de 11 pisos, a una intensidad de $S_a(T_n)=1.1[g]$, entre modelos con y sin degradación. En a) se muestran los diagramas de momento curvatura para un registro de larga duración de los modelos con y sin degradación, en b) los diagramas de momento curvatura para un registro de corta duración, en c) la energía disipada en el diagrama de a) y en d) la energía disipada en b).

Como se mencionó en el punto anterior de inestabilidad dinámica, la capacidad de la estructura depende de las propiedades mecánicas del material constituyente y el efecto de los ciclos de carga sobre dichas propiedades mecánicas. Según lo mencionado en [58] [93], el punto de falla se le denomina capacidad de deformación dinámica, y representa una falla por inestabilidad dinámica debido al impacto de la deformación inelástica de origen dinámico en la estructura. En este caso se aprecia que la degradación reduce la capacidad de disipación, y que se puede asociar al daño en la estructura.

5.4. Resultado análisis dinámico incremental.

Para un mismo modelo se grafican los resultados del set de corta duración en azul y los de larga duración en verde, pero en sentidos opuestos para una mejor visualización de los datos. También se mencionan los resultados para cada tipo de modelo, promediando los puntos de

falla tanto en deformación como en intensidad, de esta forma definiendo las variables desplazamiento relativo promedio de colapso e intensidad promedio de colapso.

5.4.1. Muro 6 Pisos – Con degradación

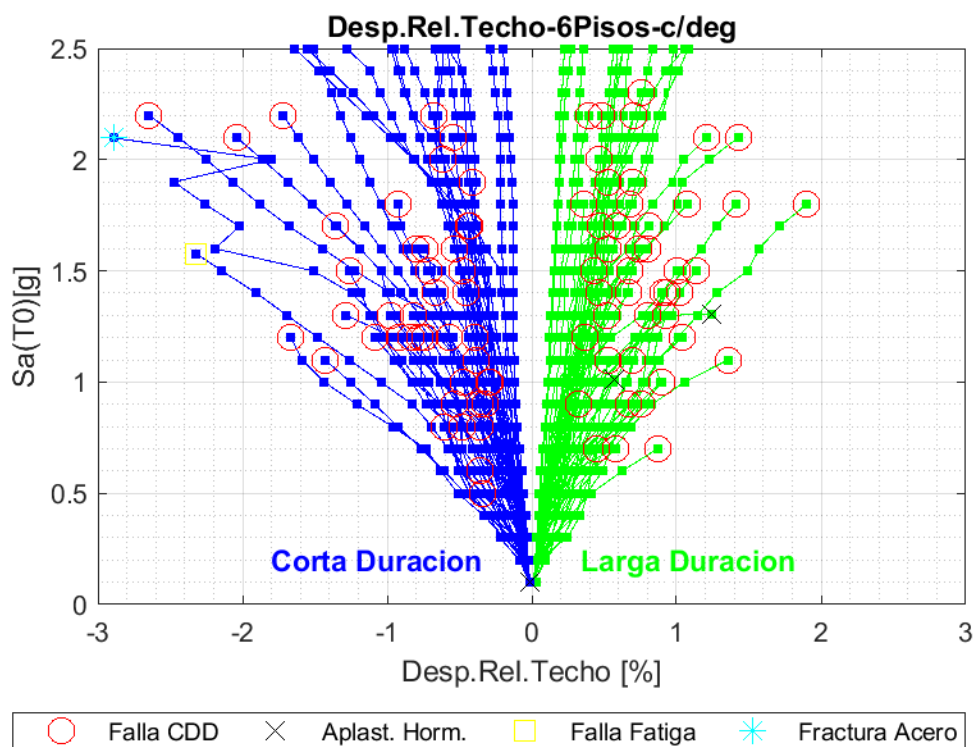


Fig. 59. Curva IDA Muro 6 pisos, modelos con degradación

La Fig. 59 muestra las curvas IDA para el muro de 6 pisos con degradación, obtenida a partir de todos los registros. En la figura se aprecia que los niveles de deformación lateral alcanzados por los registros de corta duración son mayores a los niveles alcanzados por los registros de larga duración, lo que indica una reducción en la capacidad de deformación lateral para niveles similares de intensidad.

El desplazamiento relativo promedio de colapso alcanzado por los registros de larga duración es de 0.77% y la intensidad promedio de colapso es 1.48 [g], por otra parte los registros de corta duración alcanzan un desplazamiento relativo promedio de colapso de 0.85% y una intensidad promedio de colapso de 1.36 [g]. En el set de corta duración se cuentan 43 análisis que alcanzan el nivel de falla CCD, 1 de falla por acero y otro por fatiga del acero. Por otra parte, para el set de larga duración se cuentan 46 fallas por CCD y 2 por aplastamiento del

hormigón. Los resultados muestran que el set de larga duración reduce la capacidad de deformación lateral que alcanza el muro de 6 pisos (modelo que incluye la degradación de rigidez) en comparación a los resultados obtenidos para el set de corta duración, pero a una mayor intensidad media.

5.4.2. Muro 6 Pisos – Sin degradación

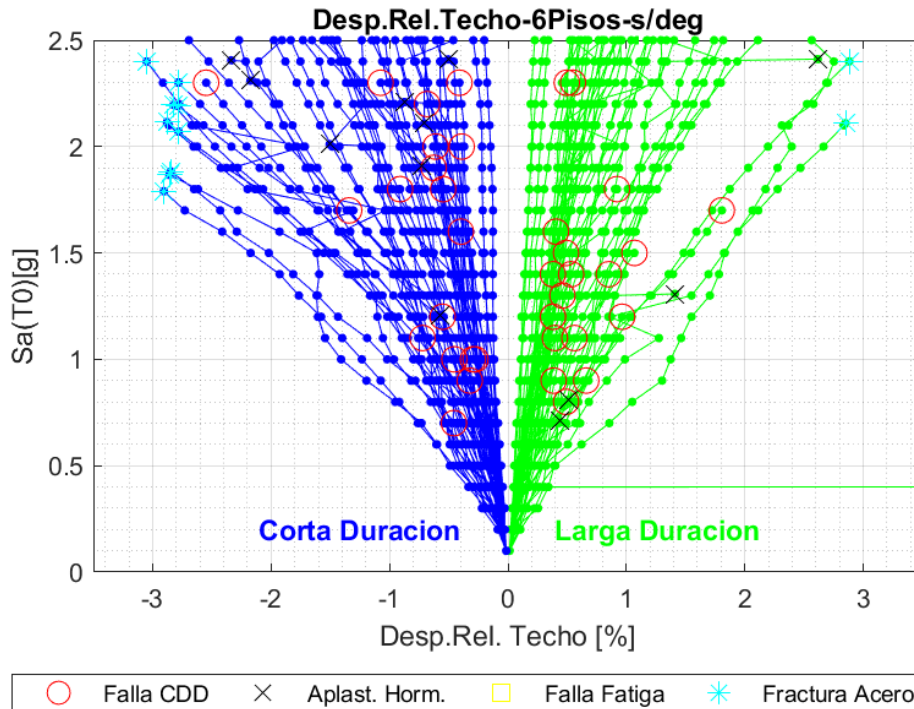


Fig. 60. Curva IDA Muro 6 pisos, modelo sin degradación

De forma similar a la anterior, la Fig. 60 muestra la curva IDA para el muro de 6 pisos del modelo sin degradación de rigidez y resistencia. A grandes rasgos se aprecia que el set de larga duración tiene más fallas a intensidades menores que el set de corta duración, sin embargo, la mayoría de los análisis no alcanza ningún estado de falla. En promedio, el set de registros de larga duración alcanza una deformación relativa de colapso del 0.76% a una intensidad de colapso de 1.37 [g], mientras que el set de corta duración alcanza una deformación relativa de colapso del 1.35% con una intensidad de colapso de 1.78 [g]. En el set de larga duración se cuentan 19 fallas por el índice de CCD, 5 por aplastamiento del hormigón y 2 por fractura del acero, en cambio, para el set de corta duración se registraron 18 fallas por el índice CCD, 8 por aplastamiento del hormigón y 9 por fractura del acero.

Este resultado muestra que la duración de los registros sísmicos disminuye la intensidad media asociada a los criterios de falla definidos. También se observa que la estructura sometida a registros de larga duración alcanza una deformación lateral menor a los registros de corta duración a un mismo nivel de intensidad.

5.4.3. Muro 11 Pisos – Con degradación

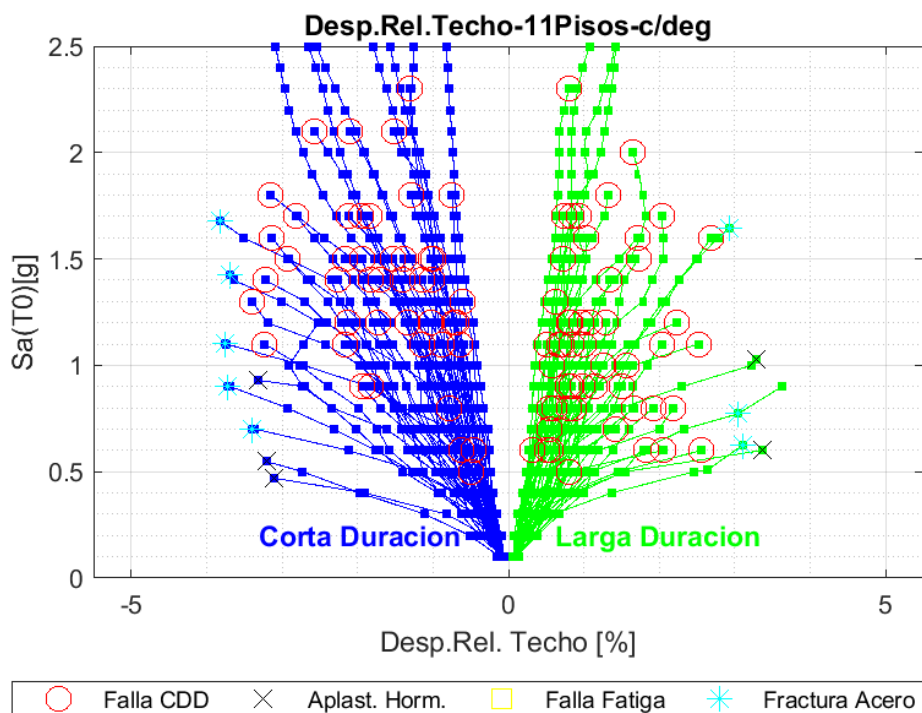


Fig. 61. Curvas IDA Muro 11 Pisos - modelo con degradación.

La figura Fig. 61 muestra las curvas IDA para ambos sets de registros del modelo de 11 pisos modelado con la degradación de rigidez incluida. En general, se aprecia que los registros de corta duración alcanzan niveles de intensidad mayores que los de registros de larga duración antes de alcanzar algún tipo de falla, también se puede apreciar valores más altos de deformación lateral para el set de corta duración versus el set de mayor duración.

En promedio se tiene que el set de larga duración alcanza un desplazamiento relativo promedio de colapso de 1.38% y una intensidad promedio de colapso de 1.12 [g], mientras que el set de corta duración alcanza una deformación relativa promedio de 1.94% y una intensidad promedio de 1.33 [g]. En este último set de registros se encuentran 52 fallas por el índice de CCD, 2 por aplastamiento del núcleo confinado hormigón y 3 por fractura del

acero, por otra parte, en el set de corta duración se registran 45 fallas por el índice CCD, 3 por aplastamiento del hormigón y 5 por fractura del acero. El set de corta duración alcanza niveles mayores de capacidad de desplazamiento e intensidad media promedio cuando se alcanza dicha capacidad, lo que demuestra que el set de registros de larga duración tiene un efecto negativo en el modelo con degradación de rigidez del muro de 11 pisos

5.4.4. Muro 11 Pisos – sin degradación

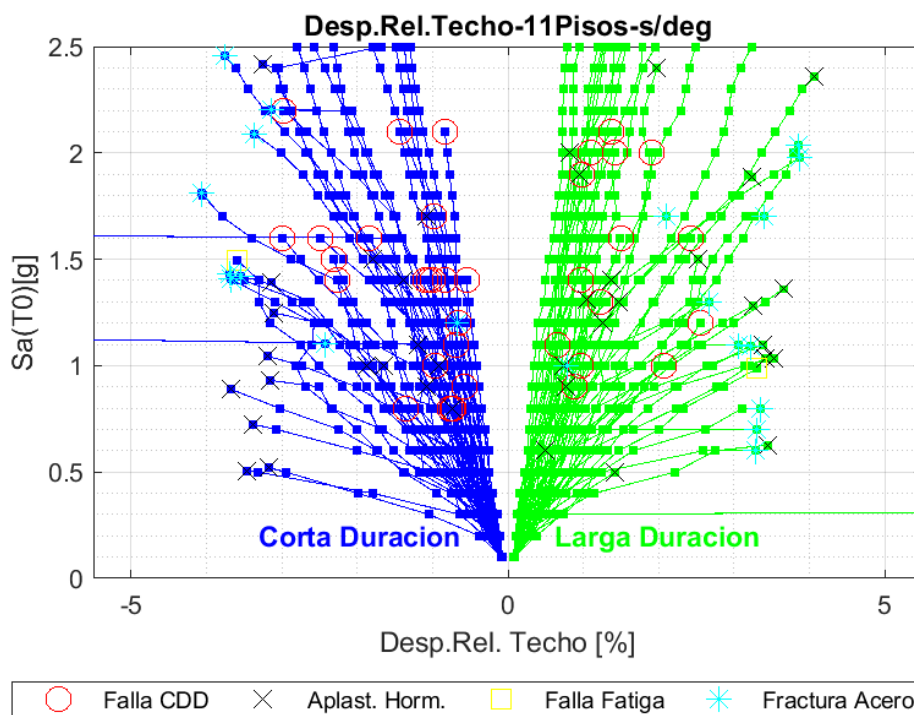


Fig. 62. Curvas IDA Muro 11 Pisos - modelo sin degradación

La Fig. 62 presenta los resultados de las curvas IDA para el modelo del muro de 11 pisos sin degradación de rigidez y resistencia. Se aprecia que el desplazamiento relativo alcanzado para cada set de registros es similar, y además se alcanzan más estados de falla que en los otros casos mostrados. Los niveles de intensidad que alcanza cada set son similares, siendo ligeramente superiores para los registros de larga duración. En particular, el desplazamiento relativo promedio de colapso alcanzado por el set de registros de larga duración es de 2.11% y una intensidad promedio de colapso de 1.38 [g], mientras que para el set de corta duración se obtuvo un desplazamiento relativo promedio de 1.98% y una intensidad promedio de 1.33 [g]. En el set de registros de larga duración se cuentan 14 fallas por el índice CCD, 20 por aplastamiento del núcleo confinado de hormigón, 1 por fatiga de bajo ciclaje y 12 por fractura

del acero. Por otra parte, el set de registros de corta duración alcanza 22 fallas por el índice de CCD, 19 por aplastamiento del núcleo confinado, 1 por fatiga de bajo ciclaje y 10 por fractura de la barra longitudinal. Los valores medios entre los sets de registros presentan poca variación, sin embargo, el set de corta duración parece tener mayor influencia negativa debido a que una mayor cantidad de análisis alcanzan algún tipo de falla (47 el set de largo duración y 52 el de corta duración), lo que indica que para el modelo de 11 pisos en particular la degradación de rigidez es importante para representar el efecto de la duración.

5.4.5. Muro 19 Pisos – con degradación

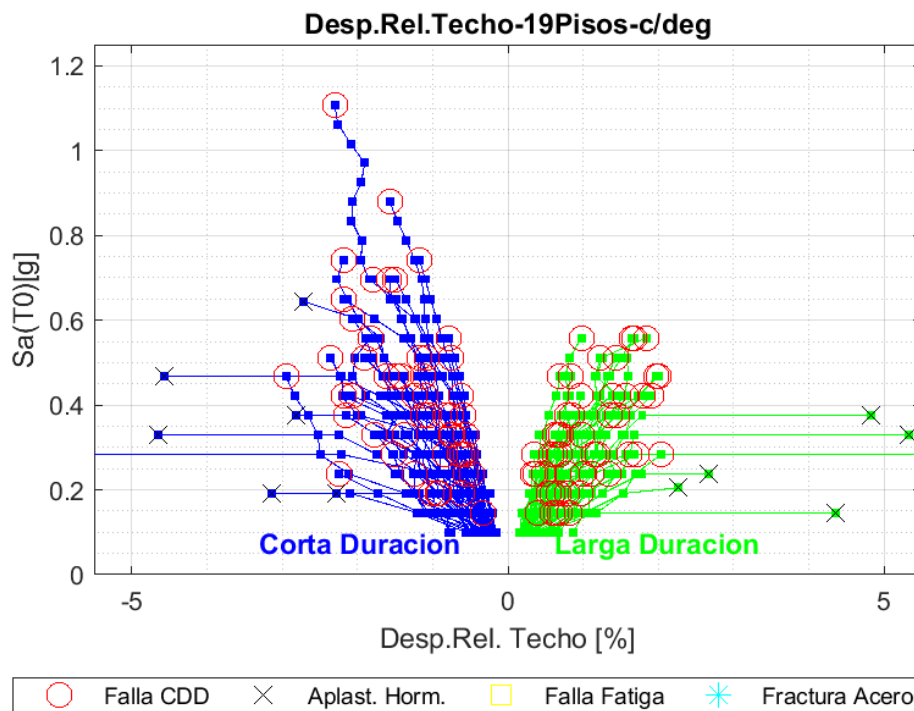


Fig. 63. Curvas IDA. Muro 19 Pisos - modelo con degradación.

La figura Fig. 63 muestra las curvas IDA para el muro de 19 pisos para los sets de registros de larga y corta duración. Se aprecia que la intensidad que alcanzan los análisis son menores a los alcanzados por los modelos anteriores, pero esto se debe principalmente a que la aceleración del espectro para un periodo de 1.4 [s] es usualmente muy baja, por ello no es necesario alcanzar niveles de intensidad muy altos antes de que la estructura colapse.

En este caso, se aprecia que los registros de corta duración alcanzan niveles mayores de deformación lateral e intensidad que los registros de larga duración. El desplazamiento

relativo promedio de colapso alcanzado por el set de registros de larga duración es de 1.1% y una intensidad promedio de colapso de 0.27 [g]. Por otra parte, el set de corta duración alcanza un desplazamiento relativo promedio de 1.43% y una intensidad promedio de 0.37 [g]. Estos promedios fueron estimados eliminando los valores visiblemente atípicos. Siguiendo la tendencia de los gráficos anteriores, se muestra que la duración tiene un efecto negativo en la estructura, reduciendo la capacidad de deformación lateral, además de alcanzar dicho estado a niveles de intensidad menor. En el set de larga duración se registraron 54 fallas por el índice CCD y 6 por aplastamiento del núcleo confinado de hormigón, mientras que en el set de corta duración se registraron 53 fallas por el índice CCD y 7 por aplastamiento del núcleo confinado de hormigón.

5.4.6. Muro 19 Pisos – sin degradación

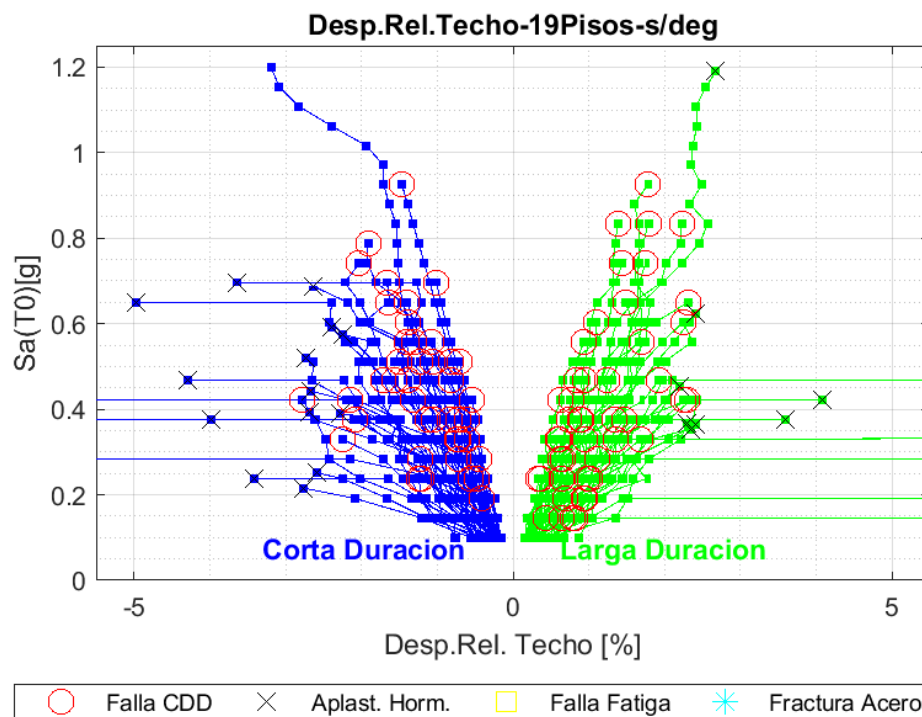


Fig. 64. Curvas IDA Muro 19 Pisos - modelo sin degradación

En la figura Fig. 64 se presentan los resultados del análisis IDA para el muro de 19 pisos modelado sin degradación de rigidez. En contraste al gráfico anterior, se muestran curvas que alcanzan intensidades mayores, lo que demuestra que la degradación del sistema estructural es importante y necesaria de considerar.

Se estima que en el registro de larga duración se alcanza un desplazamiento relativo promedio de colapso de 1.39% y una intensidad promedio de colapso de 0.37 [g], mientras que para el set de corta duración se alcanza una deformación lateral relativa promedio del 1.63% y una intensidad promedio de 0.41 [g]. Estos valores fueron estimados excluyendo los valores visiblemente atípicos. Nuevamente, se encuentra que los registros de larga duración limitan la capacidad de deformación y disminuyen la intensidad de colapso. Para el análisis del modelo de muro de 19 pisos sin degradación se encontraron 46 fallas por índice CCD y 14 por aplastamiento del núcleo confinado de hormigón en los resultados del set de larga duración, y de forma similar, se encontraron 42 fallas por índice CCD y 17 por aplastamiento del núcleo confinado en el set de registros de corta duración.

5.5. Análisis de Fragilidad

El análisis de fragilidad de un sistema cualquiera consiste en relacionar varias demandas sobre dicho sistema respecto a una capacidad propia de este, de forma tal de determinar la frecuencia con que las demandas superan dicha capacidad. En el caso de este estudio se determina la frecuencia con que la demanda es mayor a tres límites dados más adelante para intensidad estudiada en los análisis IDA, la Eq. 20 muestra la ecuación fundamental para las curvas de fragilidad, la probabilidad condicional de que la demanda sea mayor a un estado límite dada una medida de intensidad. El objetivo de investigar la fragilidad del sistema es determinar la probabilidad de excedencia de aquellos límites relacionados con daño leve, moderado y severo, de esta forma tener una predicción sobre el desempeño estructural a distintos niveles.

$$P[Demanda \geq Estado Limite | Medida de Intensidad] \quad \text{Eq. 20}$$

Con los resultados del análisis incremental dinámico, se puede generar una estadística descriptiva y, posteriormente, ajustar una curva de probabilidad acumulada. Los datos se ordenan y luego se determina cuántos de ellos superan uno o varios valores determinados para una intensidad dada, esos valores se denominan, estados límites o de falla.

Se definen los siguientes estados límites:

$$Lim1 = \begin{cases} \varepsilon_c \geq 0.0045 \\ \varepsilon_s > \varepsilon_y = f_y/E \\ Fatiga > 0.1 \end{cases} \quad Lim2 = \begin{cases} \varepsilon_c \geq 0.008 \\ \varepsilon_s > 0.04 \\ Fatiga > 0.4 \end{cases} \quad Colapso = \begin{cases} \varepsilon_c \geq 0.025 \\ \varepsilon_s > 0.09 \\ Fatiga > 1 \end{cases}$$

El estado limite 1 se asocia a un daño leve, con una deformación unitaria del hormigón igual a $\varepsilon_c = 0.0045$ que se relaciona a la pérdida de recubrimiento del elemento estructural. Adicionalmente, se considera la deformación unitaria de fluencia del acero longitudinal $\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y/E$, la cual corresponde al inicio de deformación en el rango no lineal del material. Finalmente, se define un daño por fatiga del refuerzo igual al 10% de su vida total antes de la falla.

El estado limite 2 se asocia a un daño moderado, en donde el hormigón del núcleo confinado alcanza una deformación unitaria igual a $\varepsilon_c = 0.008$ que es el valor límite que se da al hormigón para estimar la capacidad máxima de diseño en la normativa sísmica chilena [83]. El acero longitudinal se verifica a una deformación unitaria igual a $\varepsilon_s = 0.04$, valor en el cual se podría provocar el pandeo del refuerzo según el índice de Rodríguez et al. [33]. También se considera un daño por fatiga del 40% del total de su resistencia a fatiga.

El estado 3 se considera como un estado de colapso, en donde el hormigón del núcleo confinado llega a una deformación unitaria igual a $\varepsilon_c = 0.025$ punto en el que ocurre el aplastamiento del hormigón, el refuerzo del acero alcanza una deformación unitaria de $\varepsilon_s = 0.09$ que se considera como la deformación unitaria de fractura y un daño por fatiga igual al 100% de su resistencia.

Una vez la información de los análisis se ha ordenado, se determina la cantidad de registros que alcanzan al menos uno de los parámetros definidos para cada estado límite y en todos los niveles de intensidad estudiados. Cabe destacar que, si en algún momento se alcanza alguna falla por el índice CCD, este valor se contabiliza dentro de los estados límites indicados. Luego, para cada nivel de intensidad se determina la cantidad de registros que alcanzan dicho estado límite como una fracción del total.

Posteriormente, se ajusta una curva logarítmica a los datos de probabilidad acumulada y para todos los estados límites mencionado, luego se determina la intensidad mediana de la distribución para cada uno de los estados límites y a la vez se determina la probabilidad de excedencia los estados límites a una intensidad igual al promedio de cada set registros. Se define como la intensidad mediana de un estado limite como la intensidad (aceleración espectral en el periodo natural) que genera un 50% de probabilidad de excedencia para dicho estado límite. Para cada modelo se informan las probabilidades e intensidades descritas.

5.5.1. Muro 6 Pisos con degradación

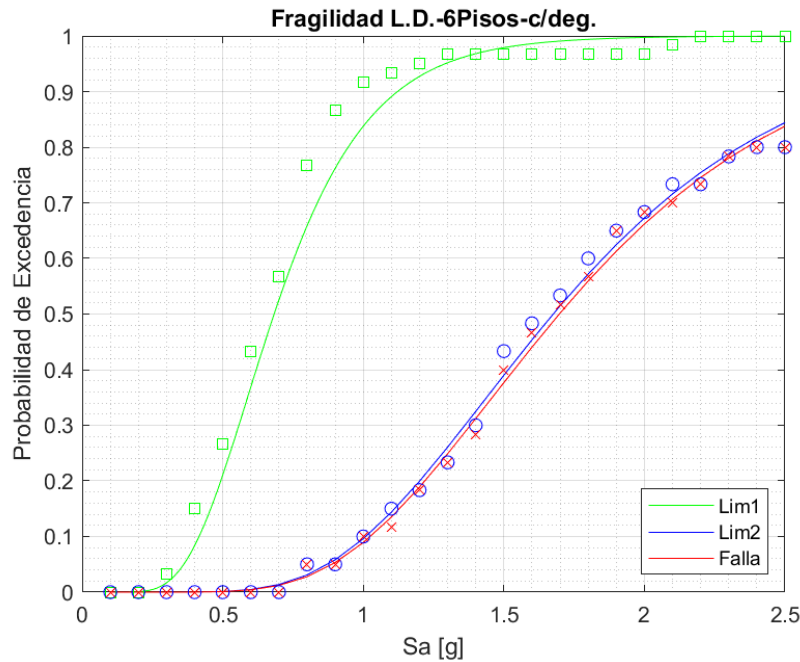


Fig. 65. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de larga duración en el modelo con degradación

La figura Fig. 65 muestra la curva de probabilidad de excedencia (curvas de fragilidad) de los estados límites mencionado para el modelo con degradación del muro de 6 pisos del set de registros larga duración. Lo primero que se aprecia es que las probabilidades para el estado límite 2 y el de colapso son similares, por no decir iguales, esto se explica por la falla del índice CCD, relacionado con la inestabilidad.

La intensidad mediana que provoca el estado límite de daño leve equivale a 0.68 [g], para el límite de daño moderado la intensidad equivale a 1.68 [g] y muy cercano le sigue la intensidad mediana para el colapso que equivale a 1.7 [g].

Por otra parte, la intensidad promedio de los 60 registros de larga duración es igual a 0.57 [g], lo que da una probabilidad de exceder el estado límite 1 igual a 32.7%, una probabilidad de 0.38% de exceder el estado límite 2 y una probabilidad del 0.32% de exceder el estado de falla estructural definido.

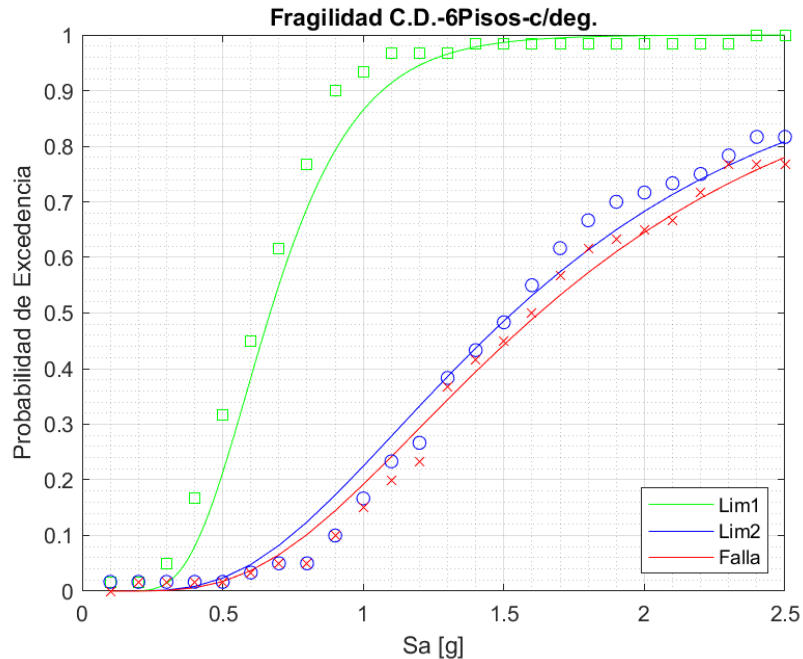


Fig. 66. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.

En la Fig. 66 se presentan las curvas de fragilidad del set de registros de corta duración para los estados límites mencionados en el muro de 6 pisos modelado con degradación de resistencia y rigidez. Similar a los resultados del set de larga duración, la curva de fragilidad del estado de falla es cercana a la curva del estado límite 2, lo que indica que la inestabilidad también es importante en este análisis.

El estado límite de daño leve se produce a una intensidad mediana igual a 0.67 [g], la intensidad mediana para el estado límite de daño moderado es igual a 1.53 [g] y por último la intensidad mediana al colapso es igual a 1.63 [g]. La intensidad promedio de los 60 registros de corta duración es igual a 0.55 [g], por lo tanto, la probabilidad de exceder el estado límite 1 a dicha intensidad es 30%. Por otra parte, la probabilidad de exceder el estado límite 2 es de 3.5% y la probabilidad de exceder el estado límite de falla es 2.65%.

De las curvas IDA se mostró que los registros de larga duración tienen un efecto negativo en la capacidad estructural del muro de 6 pisos modelado con degradación, reduciendo la capacidad de deformación lateral media. Sin embargo, los resultados de las curvas de fragilidad muestran que a intensidades bajas los registros de corta duración tienen una mayor probabilidad de exceder los estados límites definidos, lo anterior se puede ver en la Fig. 67. Por ejemplo, la intensidad mediana para lograr el estado límite 2 en el set de larga duración

es 1.68[g], mientras que para el set de corta duración es de 1.53 [g], lo que en otras palabras significa que en promedio es necesario el 91% de la intensidad del set de larga duración para lograr el mismo estado de daño en el set de corta duración.

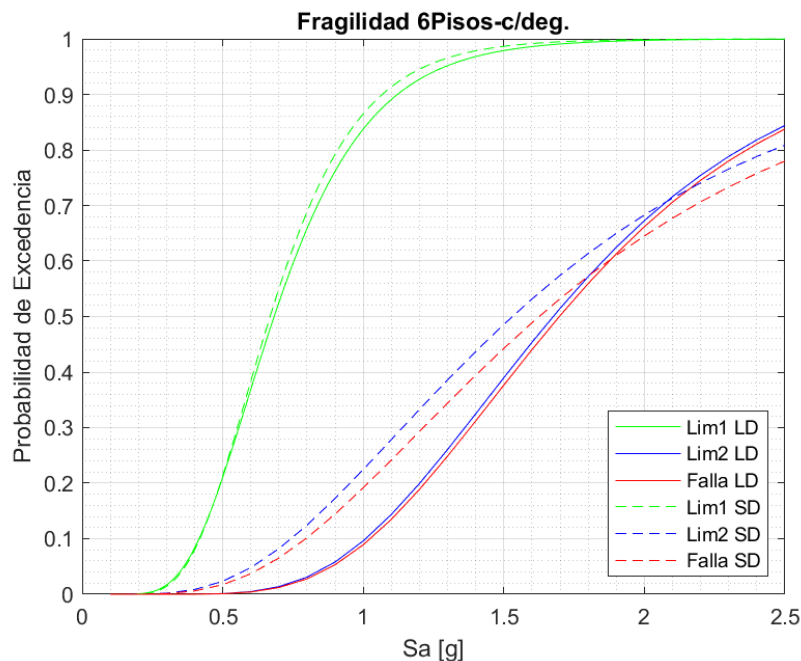


Fig. 67. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 6 pisos con degradación.

Tabla 16. Pseudo Aceleración Elástica del Espectro de Diseño para distintas zonas sísmicas y suelos para el muro de 6 pisos.

Pseudo Aceleración Elástica Diseño [g]			
Muro 6 Pisos			
	SueloA	SueloB	SueloC
Zona 1	0.48	0.53	0.46
Zona 2	0.73	0.79	0.68
Zona 3	0.97	1.05	0.91

En la Tabla 16 se presentan las pseudo aceleraciones del espectro de diseño para el muro de 6 pisos en distintas zonas sísmicas y tipos de suelos. Con aquellas aceleraciones se estiman las probabilidades de excedencia de los estados límite definidos, para luego graficarlos en la

Fig. 68, donde para cada zona sísmica se marcan las probabilidades de excedencia de un estado limite dado, además por cada limite se considera una curva cada tipo de suelo.

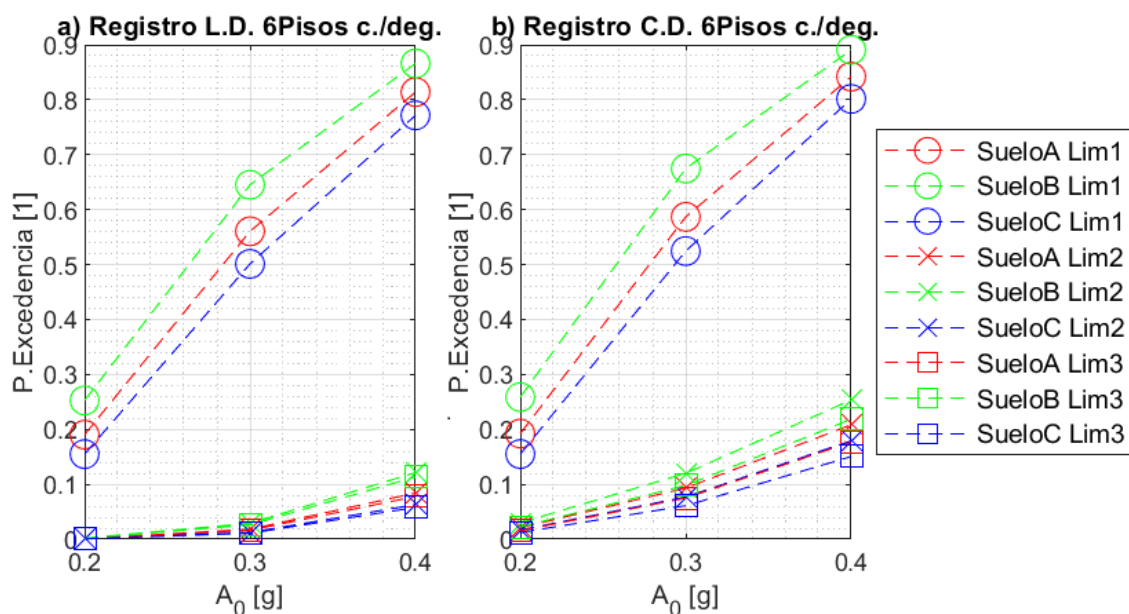


Fig. 68. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 6 pisos con degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.

De la Fig. 68 se desprende que en los registros de larga duración tienen una probabilidad de excedencia menor en todos los estados límites en comparación a los registros de corta duración para cada tipo de suelo asociado. Por otra parte, se aprecia que la probabilidad de excedencia de los estados límites es mayor para suelos tipo B, en el caso de los registros de larga duración es de 11.5%, mientras que para el set de corta duración es de 21%.

5.5.2. Muro 6 Pisos sin degradación

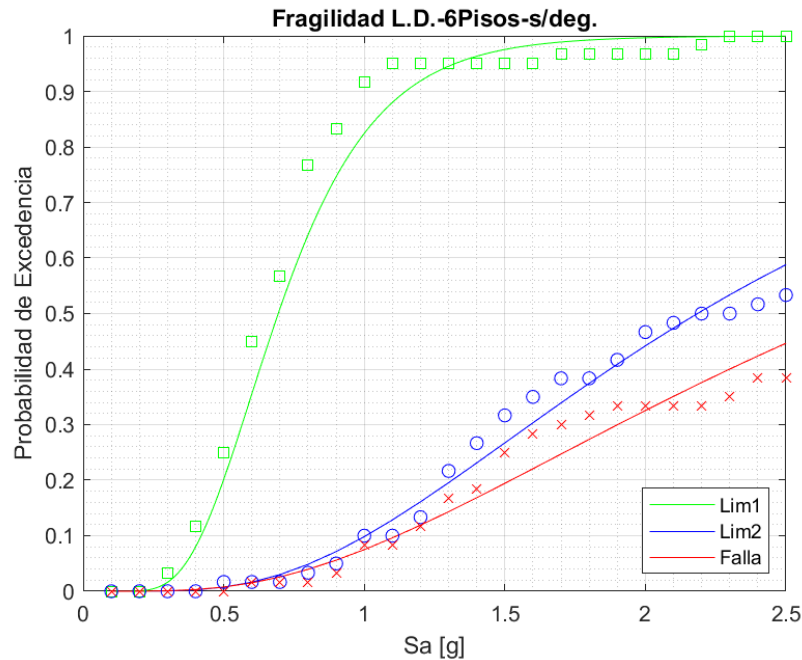


Fig. 69. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de larga duración en el modelo sin degradación.

En la figura Fig. 69 se muestran las curvas de fragilidad del set de larga duración para los estados límites de daño leve, moderado y de falla descritos anteriormente, asociados al muro de 6 pisos modelado sin degradación de resistencia y rigidez. A grandes rasgos las curvas son muy distintas a los del modelo con degradación, con una probabilidad muy baja para los estados límites 2 y de falla.

El análisis realizado no llega a una intensidad mediana para el estado límite de colapso, sin embargo, extrapolando la curva según el ajuste logarítmico se tiene que la intensidad mediana para este estado límite es 2.75 [g], mientras que, el estado límite 2 es alcanzado a una intensidad mediana de 2.18 [g] y el estado límite 1 es alcanzado a una intensidad mediana de 0.69 [g]. El modelo sin degradación muestra que no es susceptible a la duración de los registros sísmicos como el modelo que incluye degradación.

Como se mencionó, la intensidad promedio de los registros de larga duración es 0.57 [g], y para esa intensidad existe una probabilidad del 30.9% de exceder el estado de daño leve, mientras que la probabilidad de exceder el estado de daño moderado es 1.37% y la de exceder el estado de falla es 1.29%.

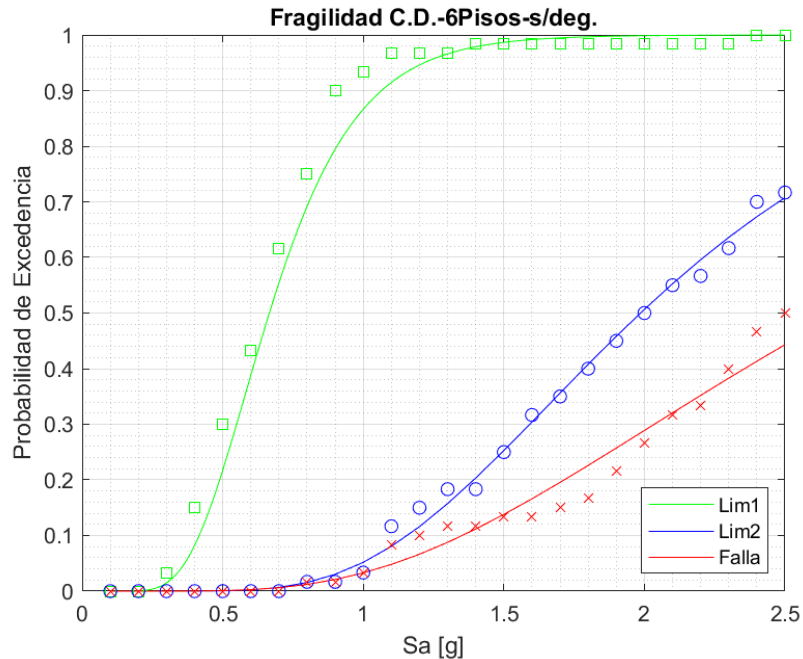


Fig. 70. Curva Fragilidad de Muro de 6 Pisos para el set de corta duración en el modelo sin degradación.

La Fig. 70 muestra los resultados del cálculo de la fragilidad del set de registros de corta duración para el modelo sin degradación de resistencia y rigidez del muro de 6 pisos.

El límite de colapso leve se alcanza a una intensidad mediana de 0.67 [g], el estado límite de daño moderado se alcanza a una intensidad mediana 1.98 [g] y extrapolando a la intensidad mediana el estado de falla se logra a una intensidad mediana de 2.70 [g]. La aceleración promedio del espectro de los registros de corta duración es 0.55 [g], lo que se traduce en una probabilidad del 30.27% de exceder el estado limite 1, por otra parte, la probabilidad de exceder el estado limite 2 es de 1.9% y al de exceder el estado de falla de 1.4%.

Del estudio de las curvas del análisis incremental dinámico para el muro de 6 pisos modelado sin degradación se encuentra que los registros de larga duración disminuyen la capacidad de deformación de colapso, sin embargo, las curvas de fragilidad mostradas en la Fig. 71 muestran que la intensidad mediana para alcanzar el estado límite de colapso de los registros de corta duración es menor que los de larga duración. Para el modelo de 6 pisos que no incluye la degradación, los registros de corta duración son más dañinos que los registros de larga duración en el rango de estudio, a pesar de que la deformación media en el colapso es menor en los registros de larga duración.

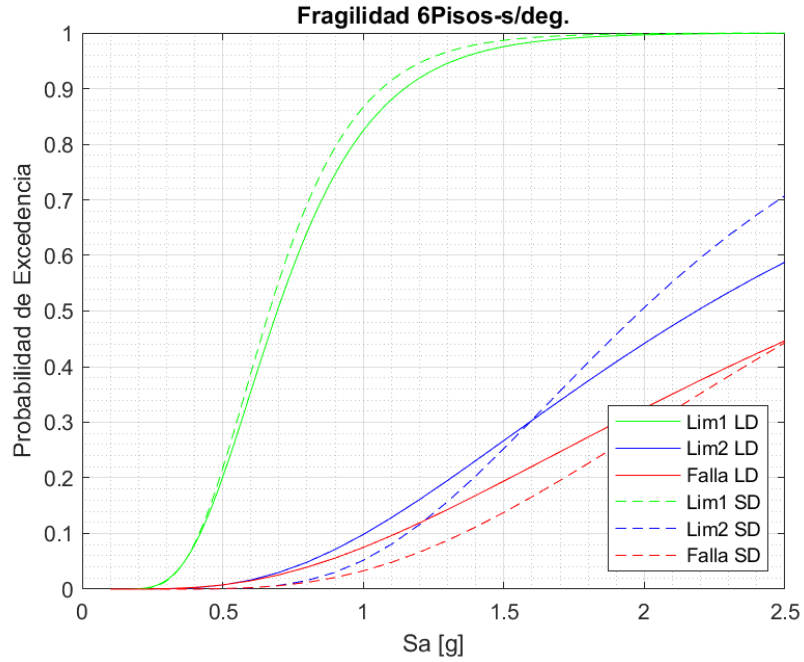


Fig. 71. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 6 pisos sin degradación.

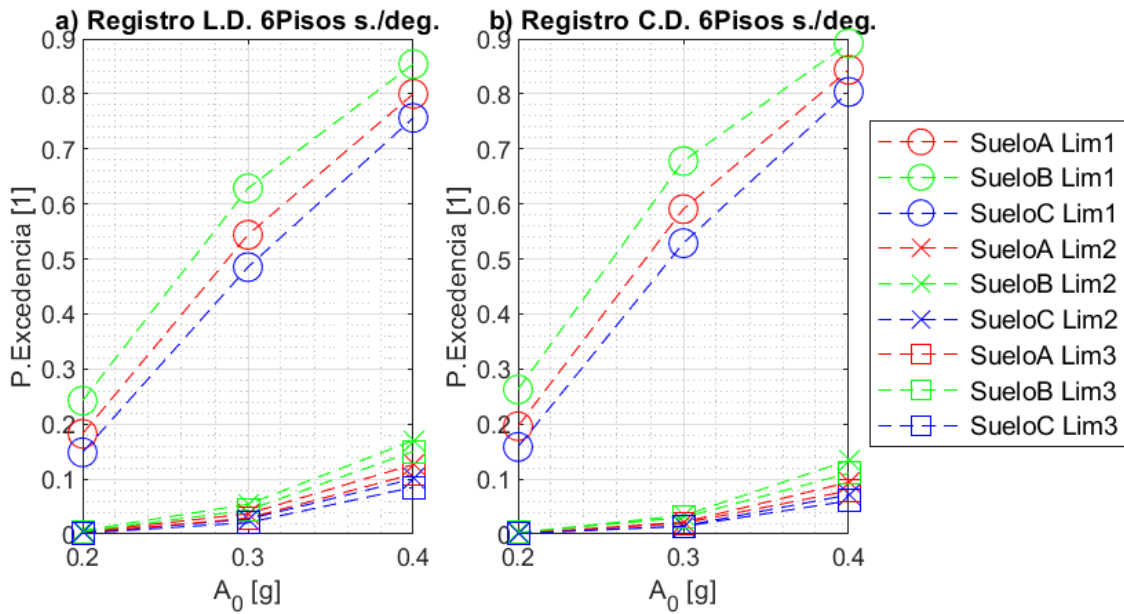


Fig. 72. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 6 pisos sin degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.

Luego con los valores mostrados en la Tabla 16, se estiman las probabilidades de excedencia de los estados límites para las pseudo aceleraciones elásticas de diseño, para graficarlas en la Fig. 72, de donde se desprende que el suelo tipo B es el de mayor probabilidad de exceder los estados límites, similar al caso del muro de 6 pisos con degradación, pero con la diferencia que en este caso es más probable exceder el estado límite de colapso con el set de larga duración, con una probabilidad igual a 25%, mientras que el set de corta duración alcanza una probabilidad de 21%.

5.5.3. Muro 11 Pisos con degradación

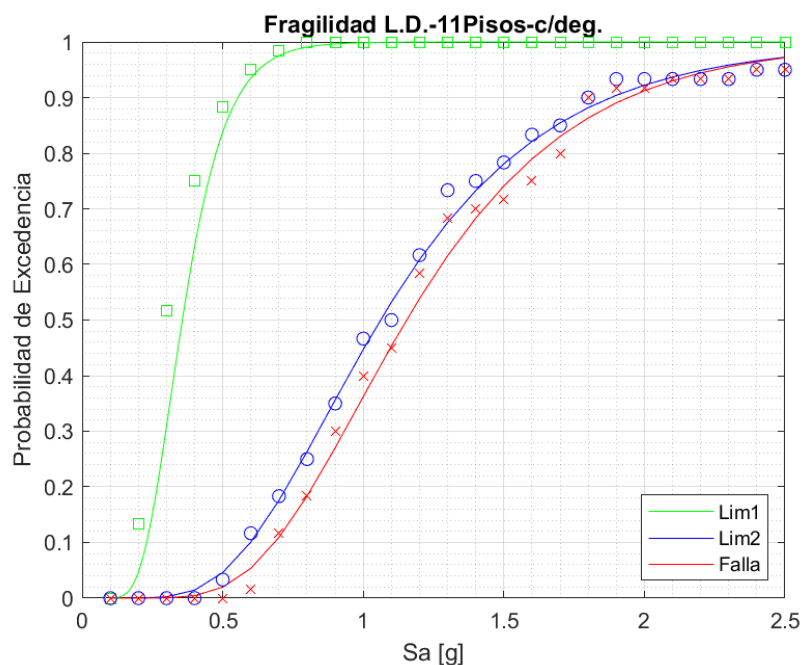


Fig. 73. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de larga duración en el modelo con degradación.

En la Fig. 73 se muestran las curvas de fragilidad de los estados límite de daño definidos del modelo con degradación para el muro de 11 pisos para set registros de larga duración. La curva del estado limite 2 junto con la curva de colapso están cercanas lo que muestra que para este modelo la inestabilidad dinámica podría ser importante, también se puede mencionar que el estado límite 1 ocurre a baja intensidad y que alcanza un 100% de excedencia muy rápidamente. La intensidad mediana para lograr el estado limite 1 es igual a 0.36 [g], el estado limite 2 se alcanza a una intensidad mediana de 1.06 [g] y el estado de colapso a una intensidad mediana de 1.16 [g].

Por otra parte, la intensidad promedio del set de registros de larga duración es 0.36 [g], lo que genera una probabilidad del 50% de exceder el estado límite de daño leve, una probabilidad de 0.93% de exceder el estado límite de daño moderado y una probabilidad del 0.28% de exceder el estado de falla.

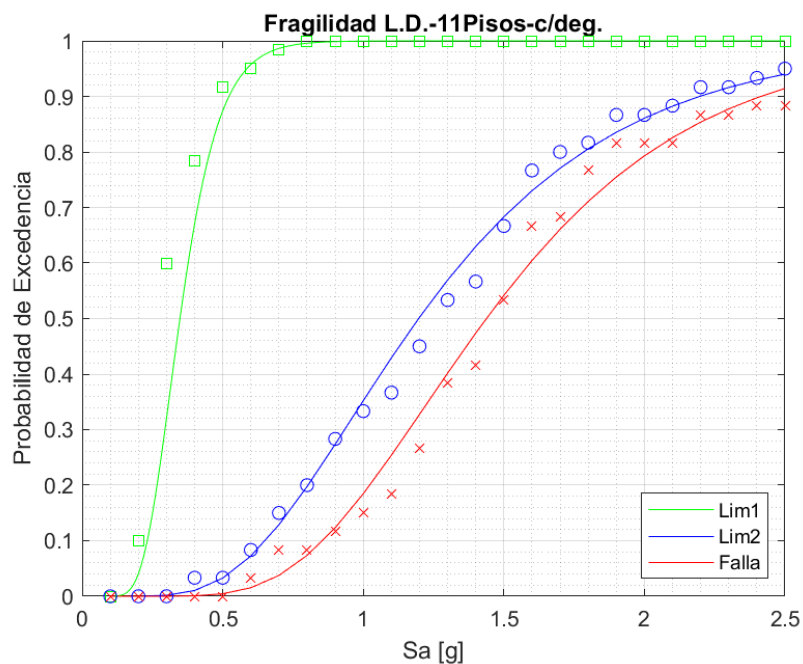


Fig. 74. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.

En la figura Fig. 74 se aprecian las curvas de fragilidad para los estados límites de daño para el set de corta duración para el mismo modelo de 11 pisos. La separación entre el límite 2 y el de colapso es mayor que para el set de larga duración, lo que muestra a grandes rasgos que la duración tendría un mayor efecto.

La intensidad mediana para llegar al estado límite leve es igual a 0.35 [g], a una intensidad mediana de 1.2 [g] se alcanza el estado de daño moderado y finalmente a una intensidad de 1.44 [g] se llega al estado límite de colapso.

La aceleración espectral promedio para el muro de 11 pisos en el set de corta duración es de 0.34 [g], esta aceleración produce una probabilidad de 45% de exceder el estado límite 1, una probabilidad 0.5% de exceder el estado límite 2 y una probabilidad de 0.03% de exceder el estado límite de colapso.

De la Fig. 75 se puede apreciar que las curvas del estado limite 1 para ambos set de registros son casi las mismas, pero los registros de corta duración tienen una probabilidad de excedencia levemente mayor para una misma intensidad, cualquiera sea esta. Por otra parte, los estados límites 2 y de colapso tienen una probabilidad de excedencia mayor cuando se considera el set de larga duración en comparación al de corta duración para una misma intensidad. Por lo tanto, los registros de larga duración causan mayor daño el modelo de 11 pisos con degradación que con registros de corta duración.

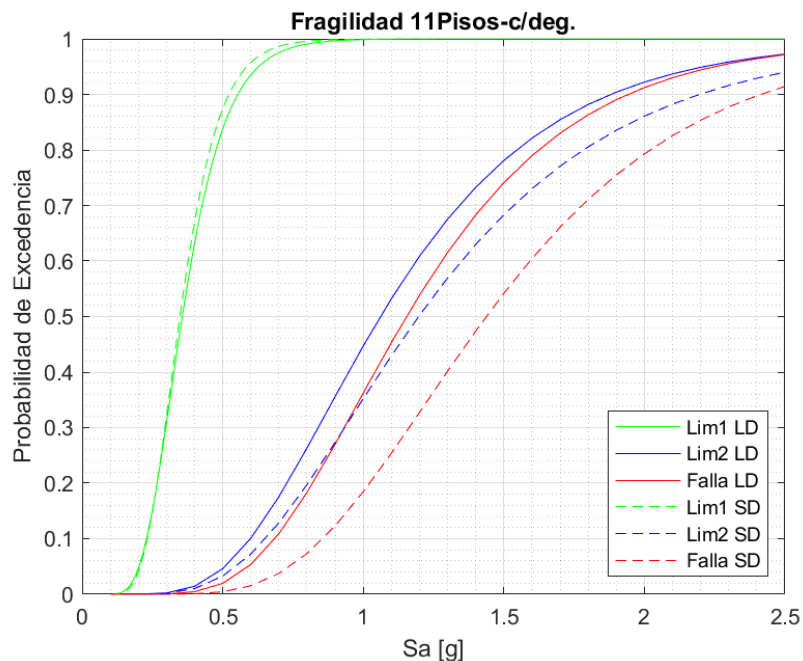


Fig. 75. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 11 pisos con degradación.

Tabla 17. Pseudo Aceleración Elástica del Espectro de Diseño para distintas zonas sísmicas y suelos para el muro de 11 pisos.

Pseudo Aceleración Elástica Diseño [g]			
Muro 11 Pisos			
	SueloA	SueloB	SueloC
Zona 1	0.21	0.32	0.47
Zona 2	0.31	0.48	0.71
Zona 3	0.42	0.64	0.95

Con los valores indicados en la Tabla 17 se calculan las probabilidades de excedencia para cada pseudo aceleración de diseño del muro de 11 pisos con degradación, y luego graficar en la Fig. 76, en donde se aprecia que a diferencia del muro de 6 pisos, el tipo de suelo más dañino es el tipo C. También se muestra que los estados límites 2 y de colapso son más probables en el set de larga duración que en el corta duración. La probabilidad de colapso para el suelo más dañino en el set de larga duración es de 32%, mientras que para el set de corta duración es de 15%.

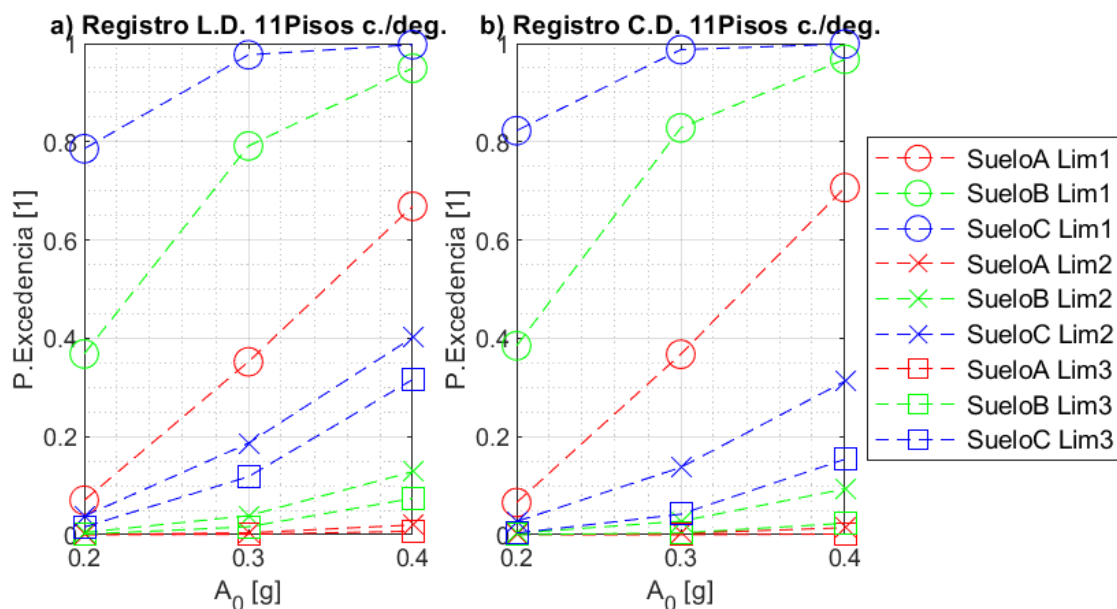


Fig. 76. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 11 pisos con degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.

5.5.4. Muro 11 Pisos sin degradación

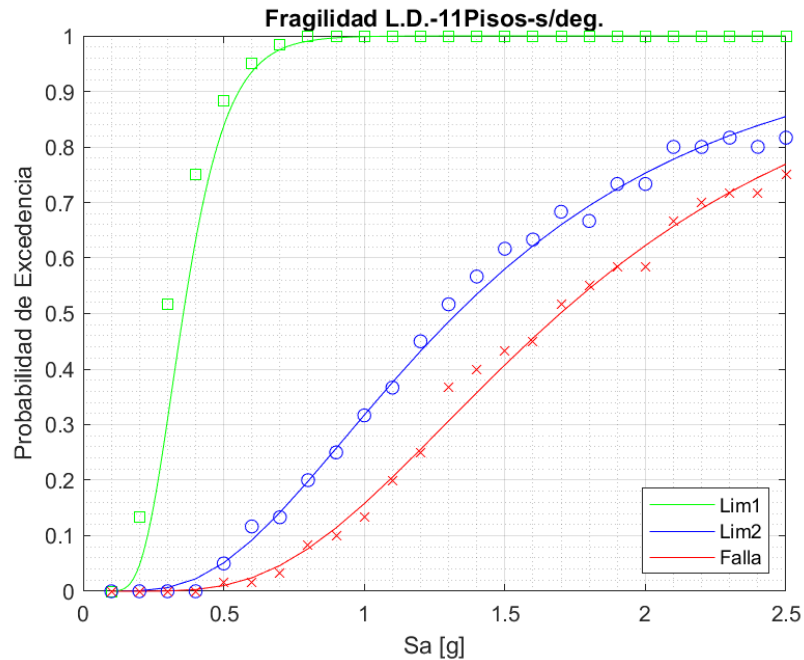


Fig. 77. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de larga duración en el modelo sin degradación.

En la figura Fig. 77 se grafican las curvas de fragilidad para los estados límites 1, 2 y de falla del muro de 11 pisos modelado sin degradación para el set de larga duración. En esta figura se evidencia una separación significativa entre la curva del estado límite 2 y de colapso, lo que evidencia que la inestabilidad dinámica no es tan relevante como en los otros modelos.

La intensidad mediana para alcanzar el estado límite 1 es igual a 0.36 [g], el estado límite 2 se alcanza a una intensidad mediana de 1.32 [g] y el estado límite de falla se alcanza a 1.65 [g].

La aceleración espectral promedio para el muro de 11 pisos es 0.36 [g] para el set de corta larga duración, lo que implica que hay una probabilidad del 50% de exceder el estado límite de daño leve, una probabilidad de 1.34% de exceder el estado límite daño moderado y una probabilidad de 0.17% de exceder el estado de falla.

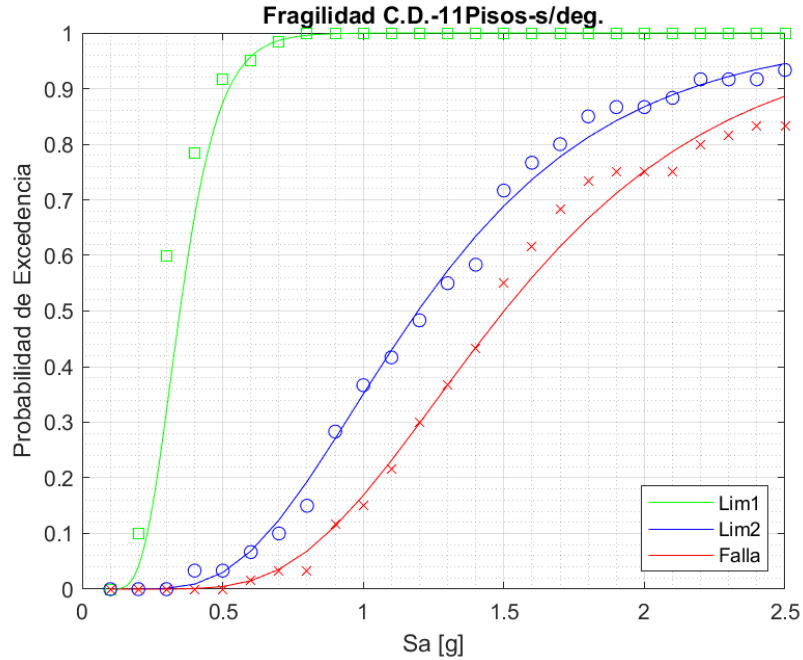


Fig. 78. Curva Fragilidad de Muro de 11 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.

Las curvas de fragilidad del muro de 11 pisos modelado sin degradación, para set de corta duración, se muestran en la Fig. 78. De manera similar al set de larga duración, existe una separación considerable entre el estado 2 y el de colapso, lo que significa una mayor estabilidad dinámica. El estado de daño leve se alcanza a una intensidad mediana de 0.342 [g], el estado de daño moderado se alcanza a una intensidad de 1.19 [g] y finalmente el estado de falla se alcanza a una intensidad de 1.51 [g].

La aceleración espectral promedio para el set de corta duración del muro de 11 pisos es 0.338 [g], lo que significa que la probabilidad de exceder el estado límite 1 a aquella intensidad es del 48.5%, la probabilidad de exceder el estado 2 es de 0.44% y la de exceder el estado de colapso es 0.03%.

La Fig. 79 muestra las curvas de ambos sets graficadas, donde se puede decir que para una intensidad dada el set de corta duración tiene una mayor probabilidad de exceder cualquiera de los estados límites definidos que el set de larga duración., excepto al inicio, pero la diferencia es muy pequeña. El efecto de la degradación en el modelo del muro de 11 pisos hace que el modelo sea más susceptible al efecto de la duración, alcanzando los estados límites de daño moderado y colapso a niveles de intensidad menores que con el modelo sin degradación.

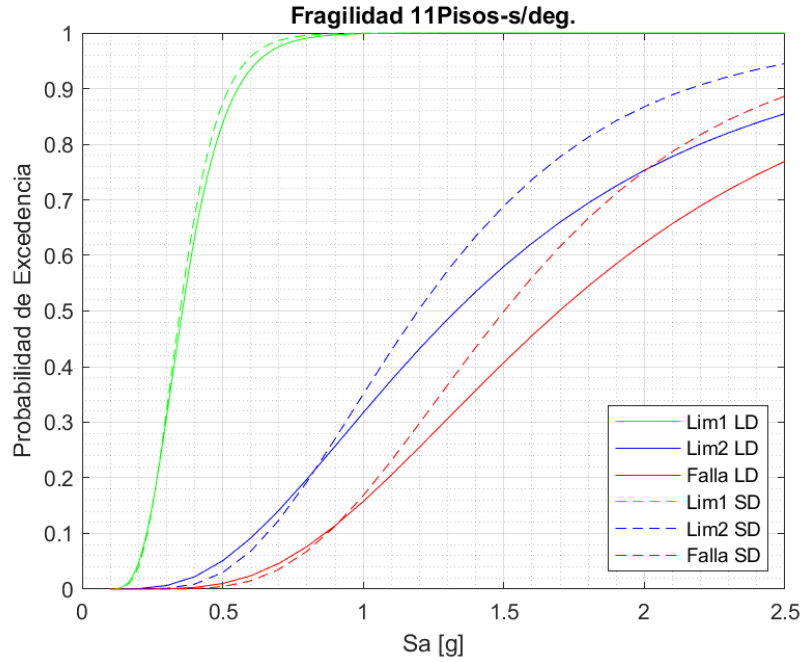


Fig. 79. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 11 pisos con degradación.

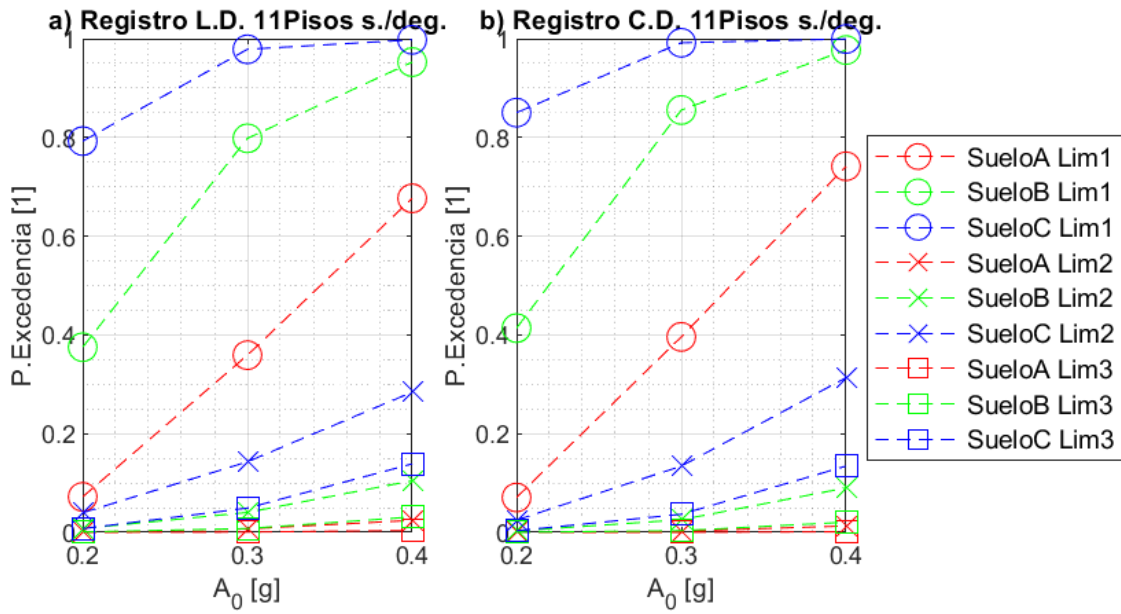


Fig. 80. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 11 pisos sin degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.

Luego, con las mismas aceleraciones indicadas en la Tabla 17 se calculan las probabilidades de excedencia para los estados límites en el modelo de 11 pisos sin degradación. En la Fig. 80 se muestran las probabilidades de excedencia, de donde se puede mencionar que nuevamente el tipo de suelo C es el de mayor daño. Por otra parte, se aprecia que las probabilidades entre ambos sets son similares, lo debido a que las intensidades de diseño son menores a 1[g], punto donde aproximadamente se separan las curvas. La probabilidad de colapso para el tipo de suelo C del set de registros de larga duración es 14.5% y el del set de corta duración es 14%.

5.5.5. Muro 19 Pisos con degradación

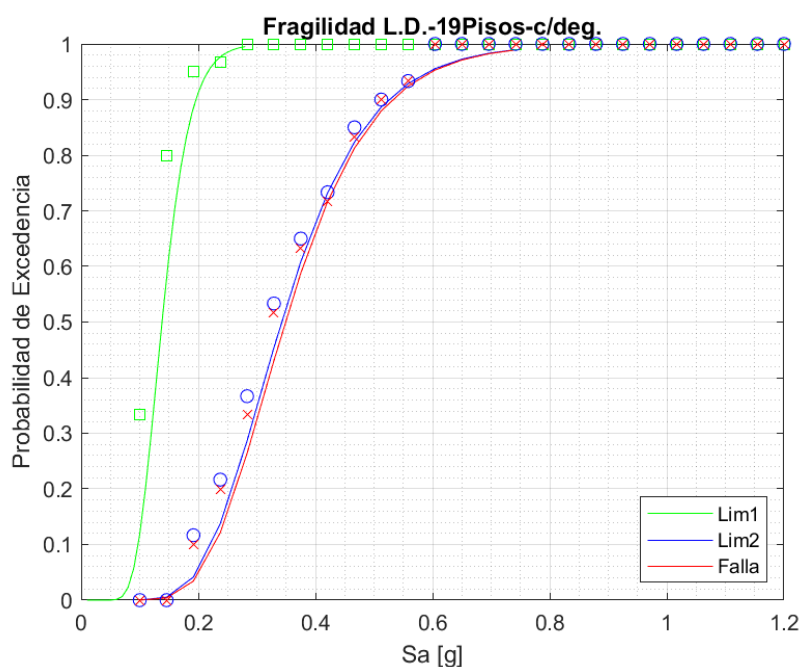


Fig. 81. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de larga duración en el modelo con degradación.

Las curvas de fragilidad del muro de 19 pisos modelado con degradación para el set de larga duración se muestran en la Fig. 81. En dicha figura, se observa que el límite de daño moderado y el de colapso son muy cercanos, y además se puede observar que los estados definidos se alcanzan a niveles de intensidad bajos y muy rápidamente. La intensidad mediana para llegar al estado de daño leve es 0.138 [g], para alcanzar el estado de daño moderado es 0.34 [g] y para el estado de colapso es 0.35 [g], para un sistema tan flexible alcanzar una aceleración espectral en el primer modo de vibrar requiere un sismo de gran intensidad. Sin embargo, esto significa que se alcanzan niveles de deformación unitaria en

los materiales muy rápidamente y también una mayor susceptibilidad a la inestabilidad dinámica, en este caso, el límite de colapso y de daño moderado son casi idénticos, lo que significa que hay problemas de inestabilidad dinámica a los niveles de deformación unitaria de los materiales que se asocian al límite de daño moderado.

Luego, la aceleración espectral promedio de los 60 registros de larga duración para el modelo de muro de 19 pisos es 0.17 [g], lo que quiere decir que hay una probabilidad del 75.8% de exceder el estado de daño leve, una probabilidad de 2.65% de exceder el estado de daño moderado y finalmente una probabilidad de 2.17% de exceder el estado de falla.

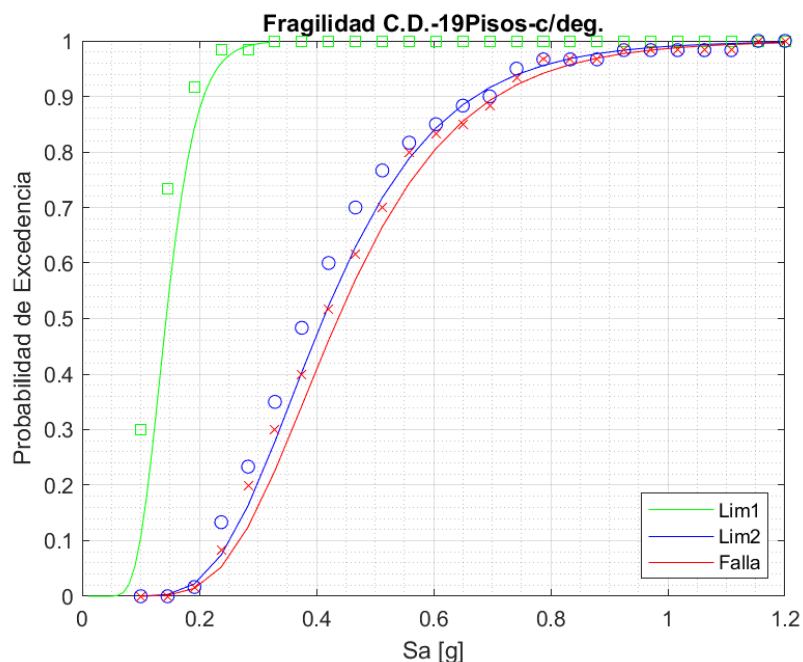


Fig. 82. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de corta duración en el modelo con degradación.

La figura siguiente, Fig. 82, muestra las curvas de fragilidad del muro de 19 pisos modelado con degradación, pero para el set de corta duración. Se aprecia una separación mayor entre el estado de colapso y el de daño moderado que en las curvas del set de larga duración.

El estado de daño leve se alcanza a una intensidad mediana de 0.143[g], mientras que el estado límite de daño moderado se alcanza una intensidad mediana de 0.41 [g], y el límite de colapso se alcanza a una intensidad mediana de 0.44 [g]. El promedio de las aceleraciones espectrales de los registros de corta duración para el muro de 19 pisos es 0.165[g], lo que refleja que hay una probabilidad del 65.6% de exceder el estado de daño leve, una

probabilidad de 1.12% de exceder el estado de daño moderado y una probabilidad de 0.69% de exceder el estado de falla.

Estos resultados muestran que el muro de 19 pisos modelado con degradación, es más probable que exceda cualquiera de los estados límites definidos con los registros de larga duración para cualquier nivel de intensidad, que con los registros de corta duración, esta tendencia se ve en la Fig. 83, donde las curvas del set de larga duración se mantienen sobre las curvas del set de corta duración.

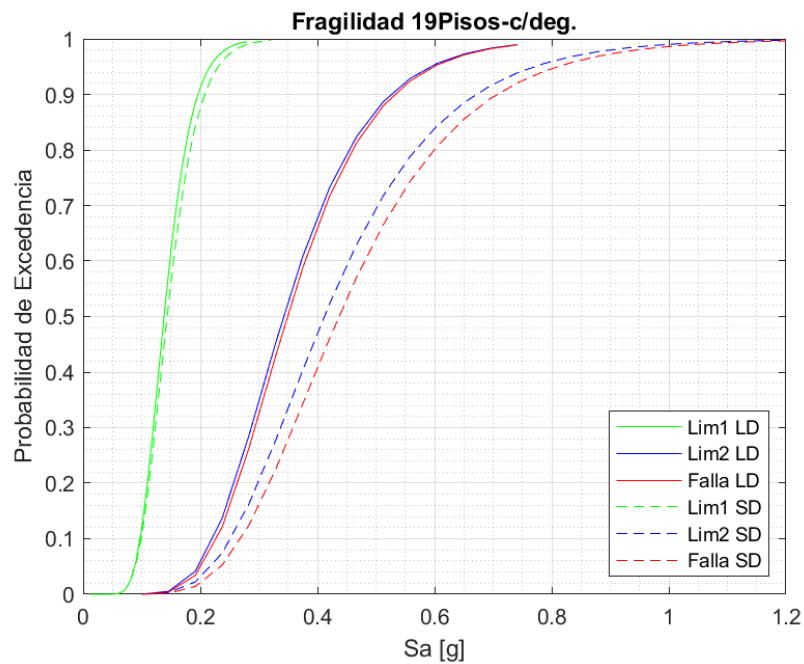


Fig. 83. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 19 pisos con degradación.

Tabla 18. Pseudo Aceleración Elástica del Espectro de Diseño para distintas zonas sísmicas y suelos para el muro de 19 pisos.

Pseudo Aceleración Elástica Diseño [g]			
Muro 19 Pisos			
	SueloA	SueloB	SueloC
Zona 1	0.14	0.18	0.31
Zona 2	0.21	0.27	0.46
Zona 3	0.28	0.37	0.62

Las pseudo aceleraciones de diseño para el modelo de muro de 19 pisos se presentan en la Tabla 18, con las que se calcula la probabilidad de exceder los estados límites del modelo con degradación del muro de 19 pisos. La Fig. 84 gráfica los datos mencionado, en donde se aprecia una figura distinta a las anteriores, lo primero que se aprecia es que el estado límite 1 siempre se alcanza en los registros de larga duración y en el 99.9% de los casos en los registros de corta duración de la zona 1. También se puede apreciar que el set de larga duración alcanza probabilidades mayores en cada caso. Finalmente, la probabilidad de colapso en el peor caso es de 96% en el set larga duración y de 86% en el segundo caso.

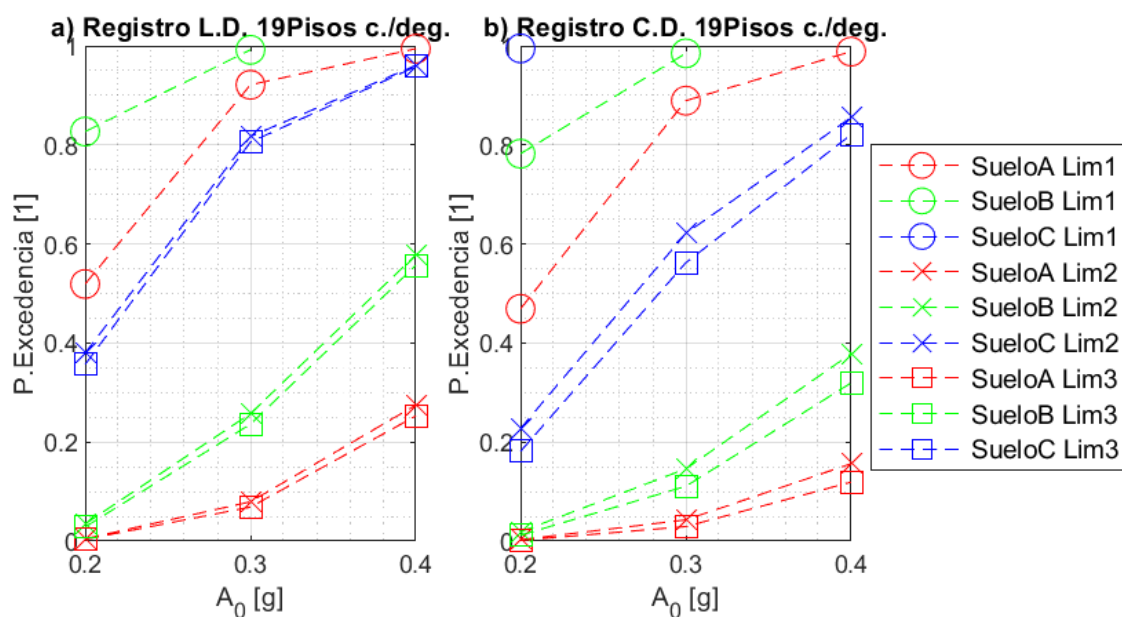


Fig. 84. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 19 pisos con degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.

5.5.6. Muro 19 Pisos sin degradación

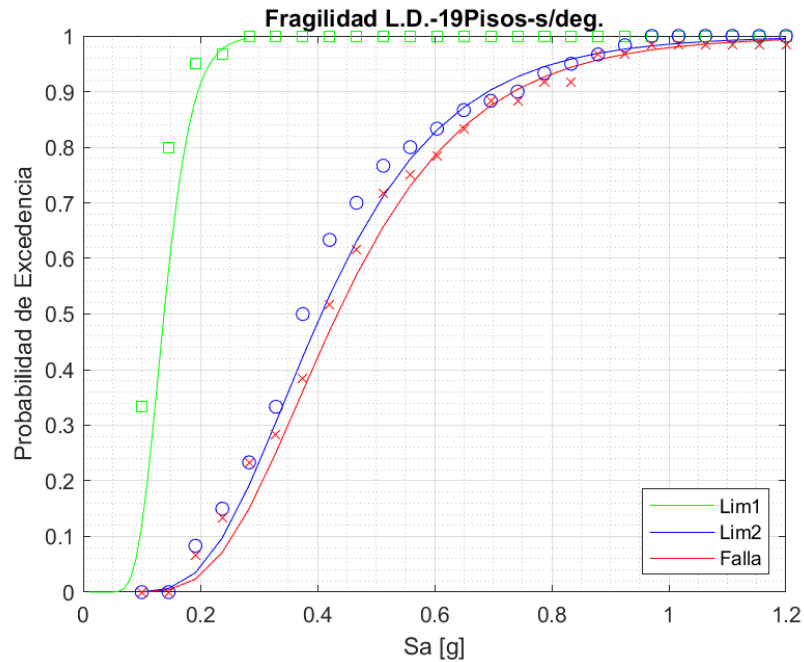


Fig. 85. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de larga duración en el modelo sin degradación.

En la figura Fig. 85 se presentan las curvas de fragilidad del modelo sin degradación del muro de 19 pisos, para el set de larga duración. Se aprecia que las curvas son similares a las del modelo con degradación, pero las curvas de daño moderado y colapso están más alejadas que en el caso anterior.

La intensidad mediana necesaria para alcanzar al estado de daño leve es igual a 0.184 [g], para alcanzar el estado de daño moderado se requiere una intensidad igual a 0.407 [g] y el estado de colapso requiere una intensidad mediana de 0.434[g].

Como se mencionó, la aceleración espectral promedio de todos los registros es igual a 0.17 [g], lo que indica que existe una probabilidad del 38.8% de exceder el estado de daño leve, también una probabilidad de 2.31% para exceder el estado limite 2 y finalmente una probabilidad de 1.53% de exceder el estado de colapso.

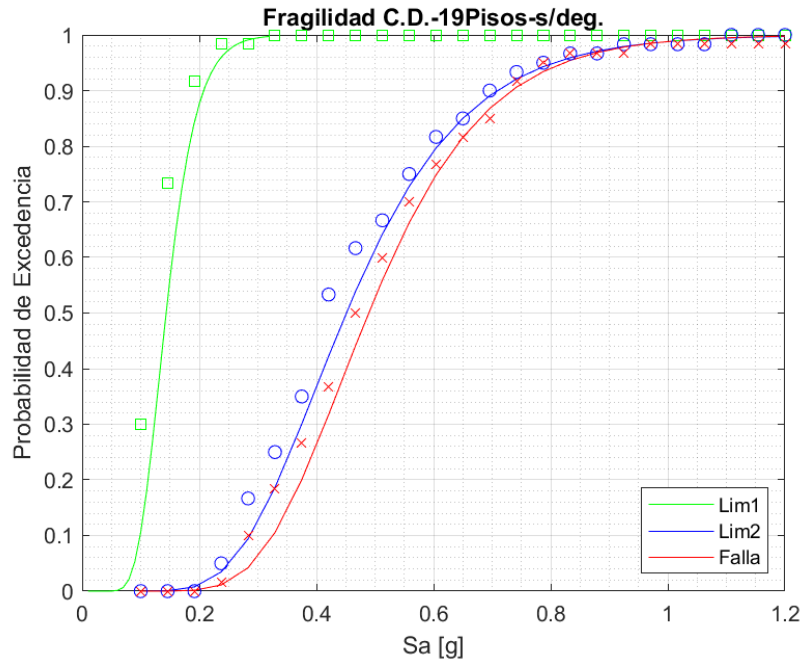


Fig. 86. Curva Fragilidad de Muro de 19 Pisos para el set de corta duración en el modelo sin degradación.

La figura Fig. 86 muestra las curvas de fragilidad del set de corta duración para el modelo del muro de 11 pisos. Las curvas se ven similares a la del set de larga duración, pero desplazadas a la izquierda del gráfico lo que significa que se requiere una mayor intensidad para lograr un mismo estado que el set de larga duración.

La intensidad mediana para un estado de daño leve es igual a 0.189 [g], por otra parte, el estado de daño moderado se alcanza a una intensidad mediana de 0.45 [g] y el estado de colapso se alcanza a una intensidad mediana de 0.49 [g].

A la aceleración espectral media de los registros de corta duración, igual a 0.165 [g], genera una probabilidad del 27.9% de exceder el estado de daño leve, también alcanza una probabilidad de 0.36% de exceder el estado de daño moderado y una probabilidad de 0.06% de exceder el estado de colapso.

Similar tendencia al muro de 19 pisos con degradación se puede encontrar en estos resultados, en donde el set de registros de larga duración tiene siempre mayores probabilidades de excedencia que en el set de corta duración. En la Fig. 87 se comparan las curvas para cada set de registros, donde además se puede mencionar que, a diferencia del modelo con degradación, existe una mayor cercanía entre las curvas de cada set.

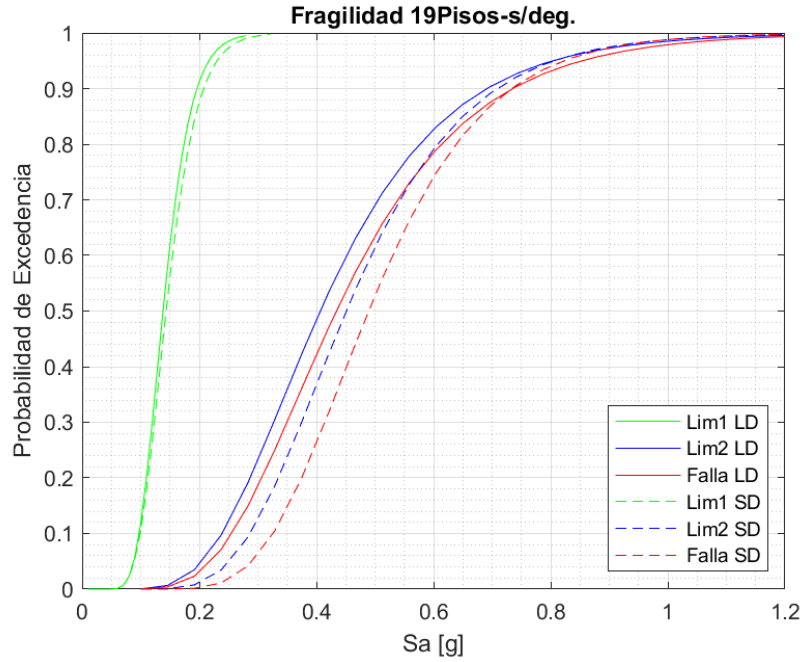


Fig. 87. Comparación de curvas de fragilidad para los sets de registros de larga y corta duración del modelo de 19 pisos sin degradación.

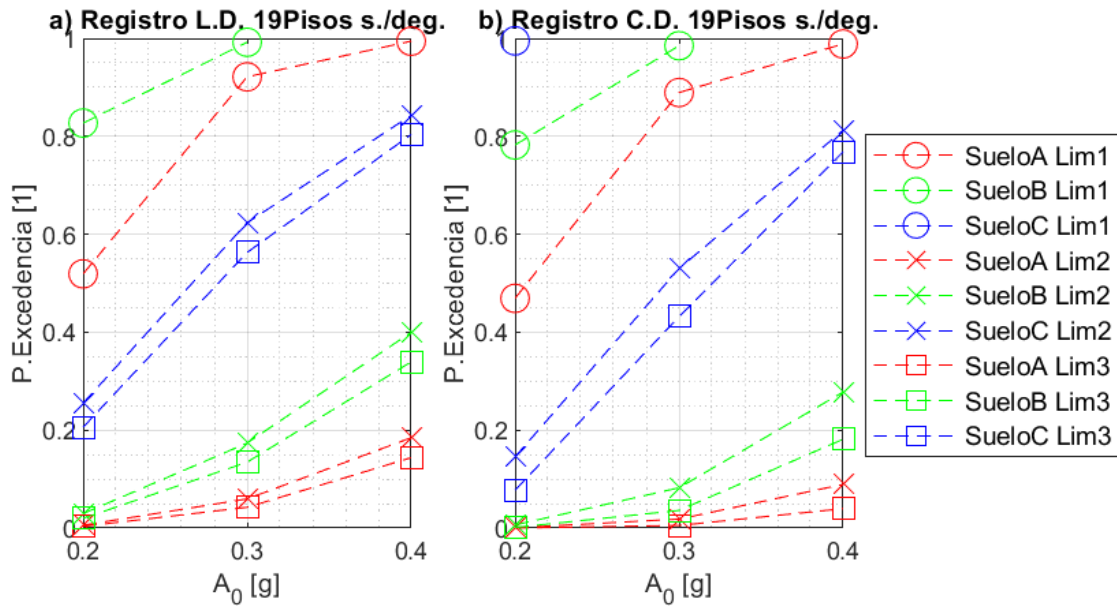


Fig. 88. Probabilidad de excedencia para los distintos estados límites del modelo de 19 pisos sin degradación considerando las pseudo aceleraciones de diseño, en a) para los registros de larga duración y en b) para los registros de corta duración.

Finalmente, con los datos de pseudo-aceleración de diseño, se grafica en la Fig. 88 las probabilidades de excedencia para cada set de registros con los resultados del muro de 19 pisos sin degradación. En este gráfico se puede encontrar la misma tendencia que con el muro sin degradación, en donde la probabilidad de exceder cualquier estado limite, en cualquier tipo de suelo es siempre mayor en el set de larga duración, pero en menor medida que en el muro anterior. La probabilidad de colapso para el tipo de suelo más dañino es 80% en el set de larga duración y de 76% en el set de corta duración.

Los resultados de todos los modelos no lineales de muros muestran que los registros de larga duración son en general más probables exceder los estados límites de daño moderado y colapso definidos anteriormente. Sin embargo, es destacable que, para la muestra de sismos de gran magnitud escogidos para este estudio, la intensidad promedio para todos los modelos considerados es relativamente baja, llegando a niveles de probabilidad de excedencia menores, lo que significa que es probable que no se alcance un estado de daño moderado ni de colapso. También se debe mencionar que las probabilidades de colapso estimadas con las pseudo aceleraciones elásticas de diseño, son mayores a las esperadas, sobre todo para el muro de 19pisos, sin embargo, es necesario destacar que la norma de diseño está pensada para sistemas estructurales que cuentan con redundancia estructural lo que podría reflejar los altos niveles de probabilidad de excedencia de daño, pero por otra parte, esto no significa que no se contrasten las diferencias entre los distintos sets de registros.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con los resultados de los análisis presentados se tabulan y se organizan para hacer más visible la comparación entre los registros de corta y larga duración, así como entre modelos con y sin degradación.

6.1. Curvas IDA – Capacidad de Colapso

En primer lugar, con los datos de colapso registrado de las curvas IDA se generan tablas para comparar de manera porcentual las diferencias entre registros y tipos de modelación para la capacidad de desplazamiento relativo promedio e intensidad promedio de colapso. En cada columna de la tabla se presentan los resultados para cada set de registros y en cada fila los resultados para modelo con y sin degradación. Las diferencias porcentuales entre los resultados de los sets registros se presenta en la columna derecha, ya sea para un modelo con degradación o sin degradación, por otra parte, las diferencias porcentuales entre dichos tipos de modelos se presentan en la última fila de cada tabla, tanto para registros de corta o de larga duración

Las diferencias porcentuales entre set de registros se hacen respecto al set de registros de larga duración, esto significa que cuando la diferencia es negativa, el valor del parámetro considerado con el set de larga duración es menor que el estimado con el set corta duración y se muestra en color verde, en caso contrario, cuando la diferencia es positiva se muestra en color rojo. Similarmente, las diferencias porcentuales de parámetros entre tipos de modelos (con y sin degradación) se realizan respecto del modelo con degradación, es decir, cuando la diferencia es negativa quiere decir que el parámetro calculado con el modelo con degradación es menor que con el modelo sin degradación y se muestra en color verde, en caso contrario cuando la diferencia es positiva se muestra en color rojo.

La Tabla 19 muestra la tabulación de los resultados de los modelos de 6 pisos. En donde, en la tabla izquierda, se aprecia a grandes rasgos que la capacidad de deformación al colapso

del muro es menor en los registros de larga duración para ambos tipos de modelos (10.4% y 72.4%). Por otra parte, la intensidad promedio de colapso es 8.1% menor en el registro de corta duración para el modelo con degradación, lo que indica que es necesaria una intensidad promedio levemente menor para llegar a la capacidad de la estructura. Si bien estos resultados muestran que en el colapso estimado requiere una mayor intensidad en el modelo con degradación, los registros de larga duración son más dañinos porque alcanzan una capacidad de deformación menor.

En la Tabla 20 se presentan los resultados de las curvas IDA para el muro de 11 pisos. En estos datos se aprecia a grandes rasgos que el set de registros de larga duración disminuye la capacidad de deformación lateral y la intensidad promedio de colapso para el modelo con degradación, llegando a presentar diferencias de hasta un 40.6%. Por otro lado, en el modelo sin degradación, la intensidad media a la capacidad es menor en el registro de corta duración, pero con diferencias porcentuales muy bajas. En consecuencia, se puede decir que, de forma similar al modelo de 6 pisos, la degradación juega un papel importante para estimar la demanda y capacidad. También se aprecia que incluir la degradación cambia cual set de registros es más dañino, lo que indica la relevancia en su inclusión.

Tabla 19. Comparación de resultados IDA Muro 6 Pisos, Izquierda: Capacidad de desplazamiento relativo, Derecha: Intensidad promedio de colapso sobre aceleración espectral promedio de los registros.

	Capacidad Desp. Rel. [%]			Intensidad [g] a la capacidad		
	Muro 6 Pisos			Muro 6 Pisos		
	Corta Duración	Larga Duración	Dif. %	Corta Duración	Larga Duración	Dif %
Modelo con degradación	0.85	0.77	-10.4	1.36	1.48	8.1
Modelo sin degradación	1.31	0.76	-72.4	1.78	1.37	-29.9
Dif %	-54.12	1.30		-30.88	7.43	

La Tabla 21 muestra los resultados para el muro de 19 pisos. Se aprecia que los registros de larga duración siempre afectan la capacidad de deformación lateral y la intensidad media en la capacidad. Para el modelo con degradación, se llega a que la capacidad de deformación lateral se reduce en un 30% cuando se utilizan registros de larga duración en comparación a los de corta duración. Similar al resultado anterior, el modelo sin degradación reduce su capacidad lateral en un 17.3% cuando se utilizan registros de larga duración. Al mismo tiempo se puede apreciar que existe una diferencia considerable entre modelos con y sin

degradación, en el set de registros de larga duración se estima que el modelo con degradación alcanza una capacidad de deformación un 26.36% menor que en el modelo sin degradación, nuevamente destacando que la no inclusión de degradación puede inducir error en la estimación de capacidad y demanda.

Tabla 20. Comparación de resultados IDA. Muro 11 Pisos, Izquierda: Capacidad de desplazamiento relativo, Derecha: Intensidad promedio de colapso sobre aceleración espectral promedio de los registros.

Capacidad Desp. Rel. [%]				Intensidad [g] a la capacidad			
Muro 11 Pisos				Muro 11 Pisos			
	Corta Duración	Larga Duración	Dif %		Corta Duración	Larga Duración	Dif %
Modelo con degradación	1.94	1.38	-40.6	Modelo con degradación	1.33	1.12	-18.8
Modelo sin degradación	1.98	2.10	5.7	Modelo sin degradación	1.33	1.38	3.6
Dif. %	-2.06	-52.17		Dif. %	0.00	-23.21	

Tabla 21. Comparación de resultados IDA. Muro 19 Pisos, Izquierda: Capacidad de desplazamiento relativo, Derecha: Intensidad promedio de colapso sobre aceleración espectral promedio de los registros.

Capacidad Desp.Rel. [%]				Intensidad [g] a la capacidad			
Muro 19 Pisos				Muro 19 Pisos			
	Corta Duración	Larga Duración	Dif %		Corta Duración	Larga Duración	Dif %
Modelo con degradación	1.43	1.10	-30.0	Modelo con degradación	0.37	0.27	-37.0
Modelo sin degradación	1.63	1.39	-17.3	Modelo sin degradación	0.41	0.37	-10.8
Dif. %	-13.99	-26.36		Dif. %	-10.81	-37.04	

De forma general, se puede apreciar que la degradación juega un rol importante pues en la mayoría de los casos los modelos que incluyen la degradación alcanzan niveles de desplazamiento e intensidad de colapso menores. De forma similar, el set de registros de larga duración suele alcanzar niveles de desplazamiento e intensidad menores que los registros de corta duración. Por lo tanto, es importante incluir la degradación para poder predecir correctamente la capacidad dinámica de una estructura.

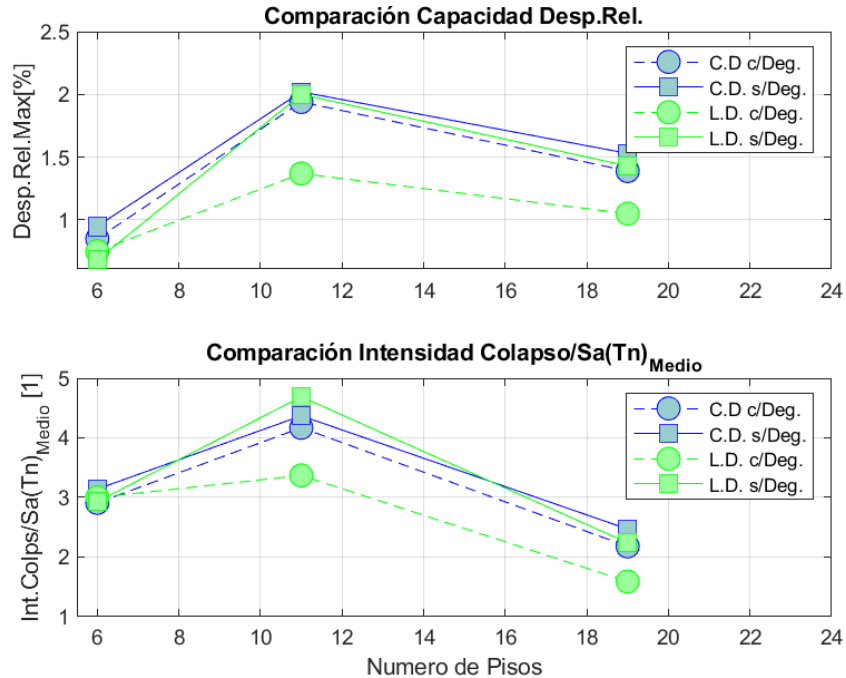


Fig. 89. Comparación de resultados capacidad de curvas IDA. En figura superior se muestra capacidad desplazamiento relativo máximo para cada modelo y set de registro, y en la figura inferior la intensidad de colapso sobre la aceleración espectral promedio para todos los sets de registros.

La Fig. 89 muestra el resumen de las tablas, graficados por el número de pisos, en donde lo principal que a mencionar es que los modelos de 11 y 19 pisos son los más afectados por la duración, debido a la mayor separación que hay entre los puntos estimados y en general y para ambos parámetros graficados se visibiliza que los modelos con degradación (línea segmentada) tienen siempre menor capacidad promedio (intensidad y desplazamiento de colapso), salvo en el caso del muro de 6 pisos. Más en detalle la capacidad de deformación promedio lateral es menor en los registros de larga duración para cada tipo de modelo, también se observa que los modelos sin degradación alcanzan una capacidad de deformación lateral promedio mayor que los modelos sin degradación cuando se comparan los set de registros entre tipos de modelo, excepto para el muro de 6 pisos, en donde el modelo sin degradación alcanza un nivel menor de desplazamiento, lo que puede ser debido a que la degradación flexibiliza un sistema estructural. En tanto la intensidad promedio de colapso también suele ser menor en los registros de larga duración para cada modelo, exceptuando el de 11 pisos sin degradación y el de 6 pisos con degradación. En el primer caso (11 pisos) se aprecia que la intensidad promedio de colapso es menor en el set de corta duración cuando se ve el modelo sin degradación, pero sigue muy cercana a la del set de larga duración, esto

muestra que la inclusión de la degradación cambia cual set es más dañino sobre la estructura. En el segundo caso (6 pisos), la intensidad promedio de colapso es menor en el set de corta duración del modelo con degradación, sin embargo, esta diferencia es menor, de hecho, se aprecia en la figura que todos los puntos están muy cercanos, lo que podría significar que este parámetro en la estructura no se ve afectado por la duración del registro. Por otra parte, se hace evidente que, en la mayoría de los casos, la capacidad de deformación y la intensidad promedio de colapso disminuyen cuando modelos con degradación son incorporados en el análisis.

6.2. Correlación entre parámetros.

En las figuras Fig. 90 a la Fig. 95 se muestra la dispersión de los valores estimados para algunos parámetros de demanda ingenieril respecto a la duración del registro que lo provocó, para determinar a grandes rasgos la tendencia de la demanda considerada. Para cada tipo de modelo estudiado se registró en cada paso de tiempo distintos parámetros de demanda ingenieril, entre ellos se muestran los siguientes: desplazamiento de techo δ/H , deformación unitaria del hormigón ε_c , daño acumulado por fatiga de ciclaje del acero y también la deformación unitaria de este último ε_s . En cada figura se muestran 4 columnas, en donde cada una de ella muestra el valor del parámetro de demanda para una intensidad dada. Los puntos de color azul representan a los parámetros estimados con los registros de corta duración y los puntos de color verde a los registros de larga duración, la línea continua de color negro es la recta que se ajusta mediante un modelo de regresión lineal. Adicionalmente, se muestra el estadístico R2 que cuantifica el nivel de relación lineal. Cabe destacar que los registros que fallan antes de la intensidad indicada en la gráfica no se consideran en la tendencia.

En la Fig. 90 se muestran los resultados para el muro de 6 pisos modelado sin degradación, se aprecia que la demanda asociada a parámetros de deformación máxima, en general disminuyen su valor cuando se aumenta la duración para todo nivel de intensidad. Por otra parte, el parámetro fatiga aumenta cuando aumenta la duración para todo nivel de intensidad, esto debido a que es un parámetro de tipo acumulativo, y suelen aumentar a medida que aumenta el número de ciclos. También se puede apreciar que si bien la dispersión de los datos muestra una tendencia, los factores de correlación lineal son bajos, lo que muestra que el tipo de relación es no lineal.

EDP vs D5-75% - 6P - s/Deg.

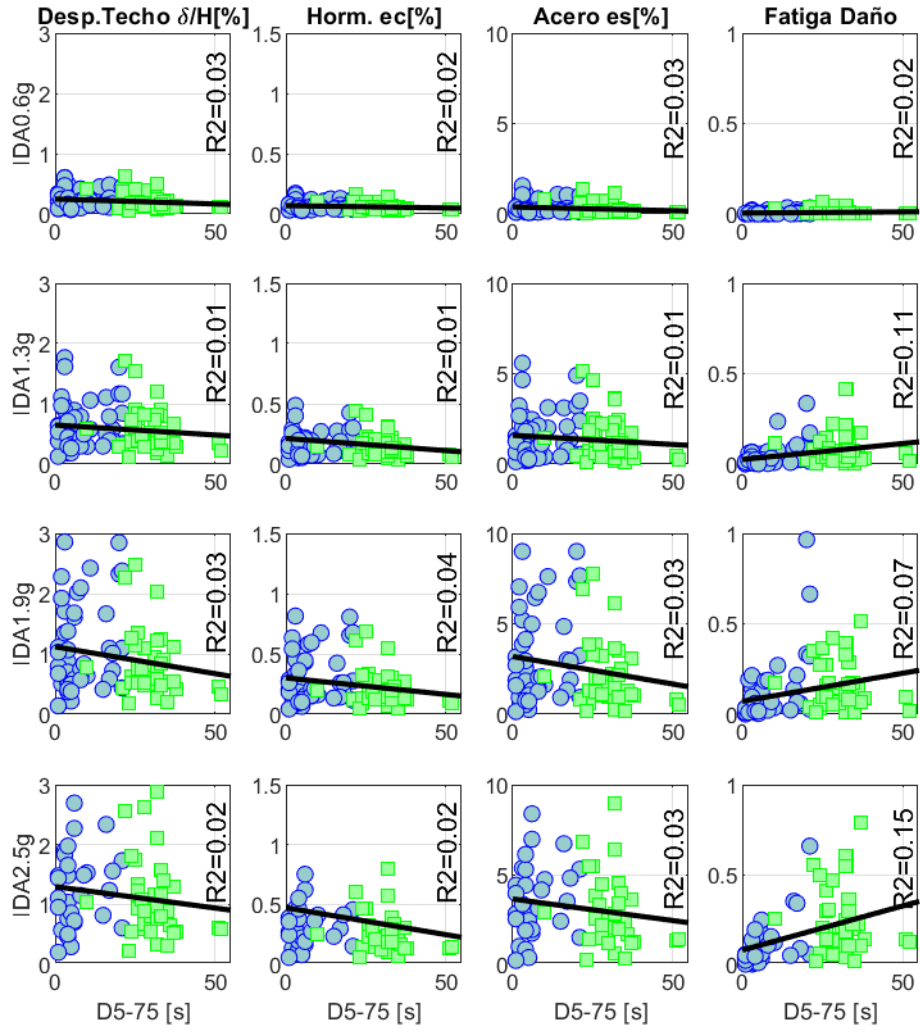


Fig. 90. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 6 pisos sin degradación

EDP vs D5-75% - 6P - c/Deg.

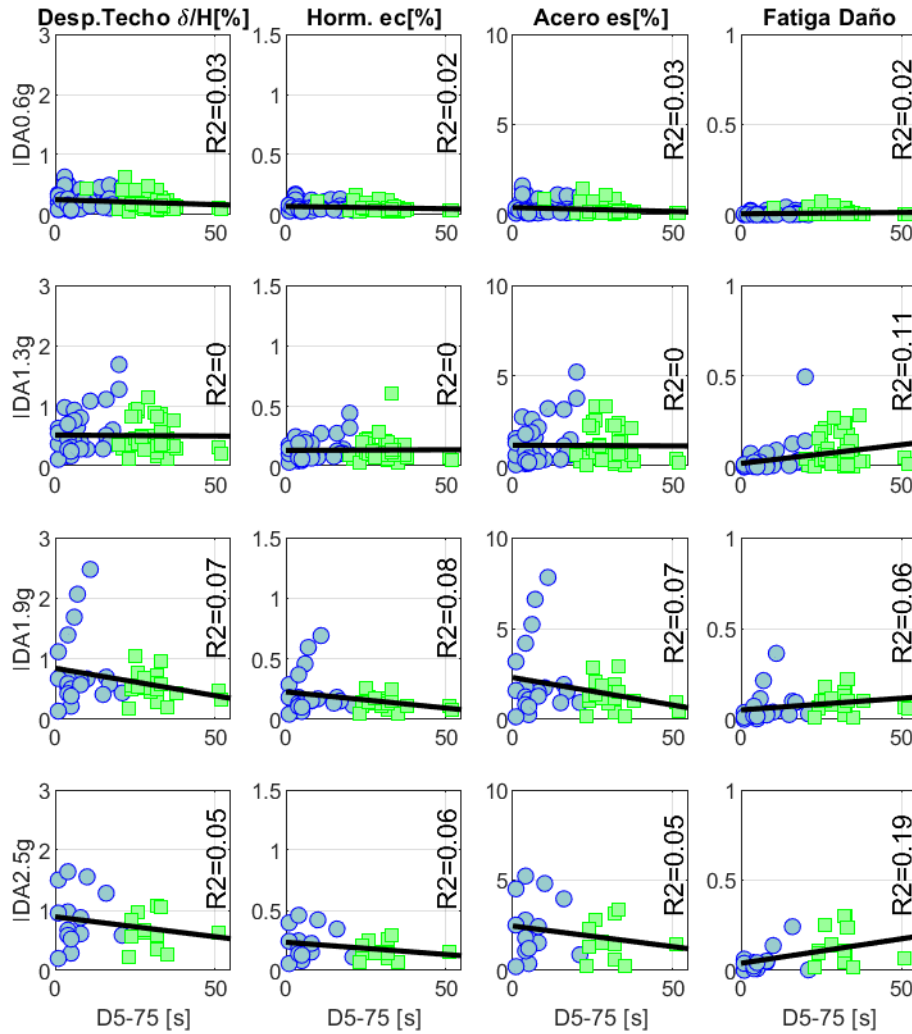


Fig. 91. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 6 pisos con degradación.

En la figura Fig. 91 se muestra la dispersión de resultados para el muro de 6 pisos modelado con degradación. A modo general se ve la misma tendencia que en el modelo sin degradación, donde la demanda de parámetros tipo máximos disminuye a medida que aumenta la duración y la fatiga aumenta, para distintos niveles de intensidad. La diferencia entre modelos de 6 pisos, es la cantidad de puntos que alcanzan niveles de intensidad mayor, se aprecia que pocos registros llegan a 2.5 [g] en el modelo con degradación, tanto para el set de corta

duración como el de larga duración. Esto es reflejo de la necesidad de modelar la degradación para estimar de la mejor forma la capacidad estructural.

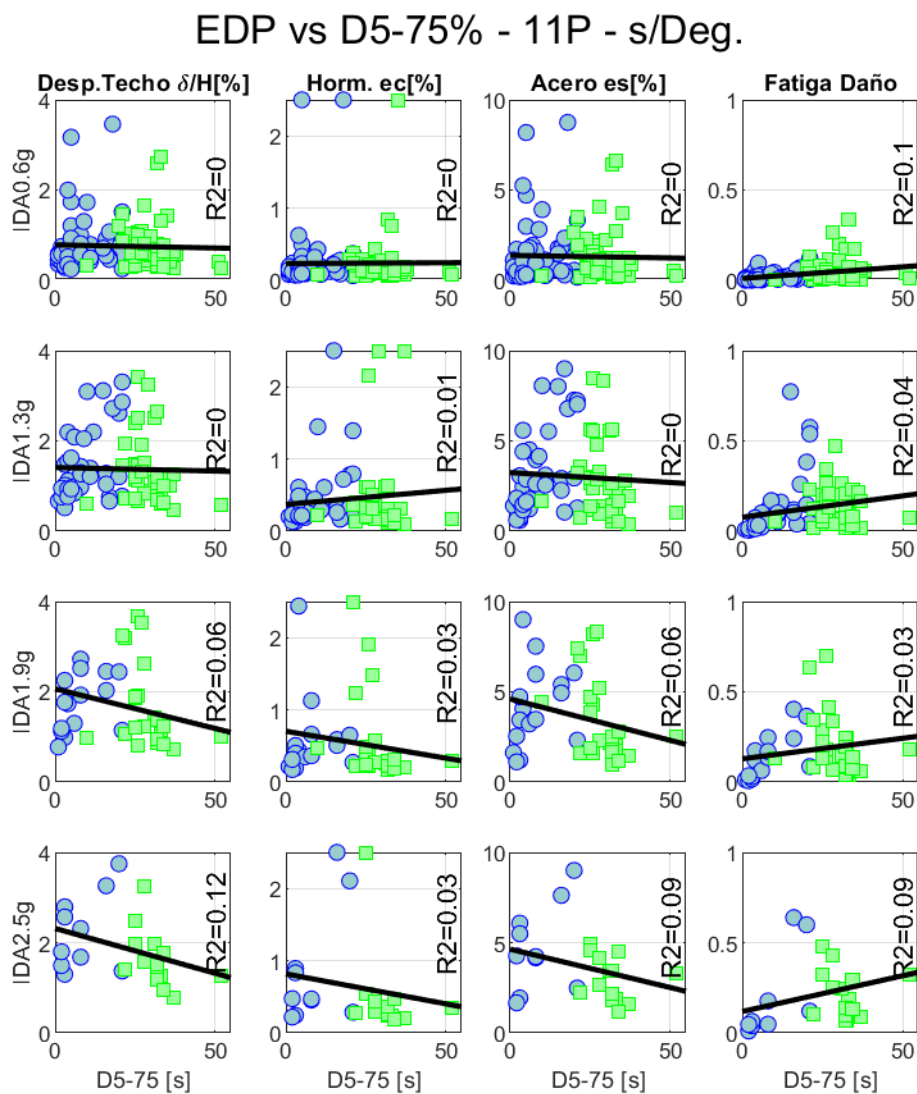


Fig. 92. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 11 pisos sin degradación

La figura Fig. 92 muestra los resultados de dispersión para el muro de 11 pisos modelado sin degradación. Se logra encontrar la misma tendencia anterior, en donde a medida que aumenta la duración, la demanda de los parámetros de deformación máxima disminuye, no así la demanda de fatiga. También se puede observar que a medida que aumenta la intensidad,

varios puntos no aparecen, lo que refleja que algunos análisis fallaron antes de alcanzar algún nivel de intensidad graficado.

Como se observa en la Fig. 93, la tendencia encontrada es similar a las anteriores, a mayor duración menor es la demanda de los parámetros máximos, por otra parte, se aprecia que los registros de larga duración fallan antes que los de corta duración.

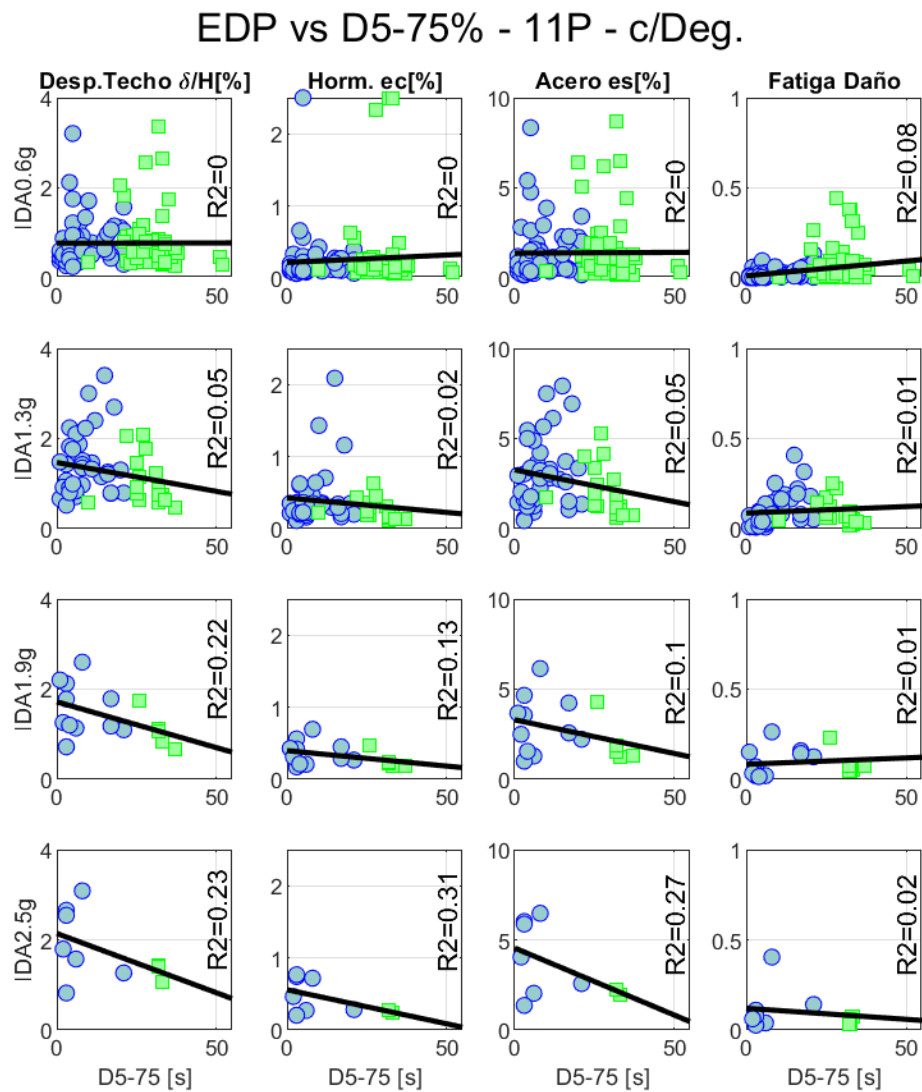


Fig. 93. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 11 pisos con degradación

La Fig. 94 muestra los resultados para el modelo de 19 pisos modelado sin degradación. La tendencia en la dispersión cambia un poco respecto a la encontrada en modelos anteriores. En este caso, a mayor duración, se encuentra una mayor demanda de parámetros máximos, así como el de fatiga se intensifica en comparación a los anteriores.

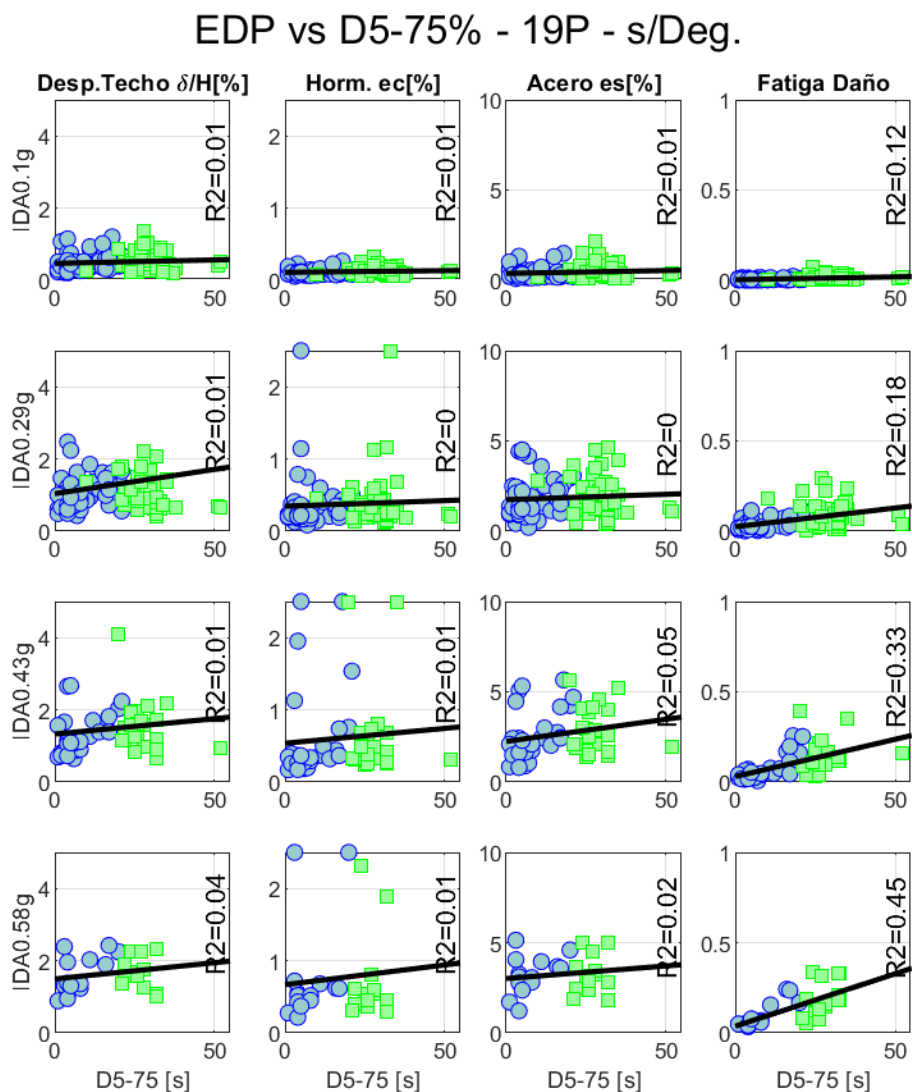


Fig. 94. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 19 pisos sin degradación

Finalmente, la Fig. 95 muestra la dispersión de datos versus la duración de los registros para el muro de 19 pisos modelado con degradación. Para este caso, la tendencia encontrada es

similar a la del modelo anterior. A mayor duración mayor demanda en la estructura. Adicionalmente, se observa que en este caso los registros fallan antes que en el modelo anterior, demostrando nuevamente que la degradación reduce la capacidad de este modelo.

EDP vs D5-75% - 19P - c/Deg.

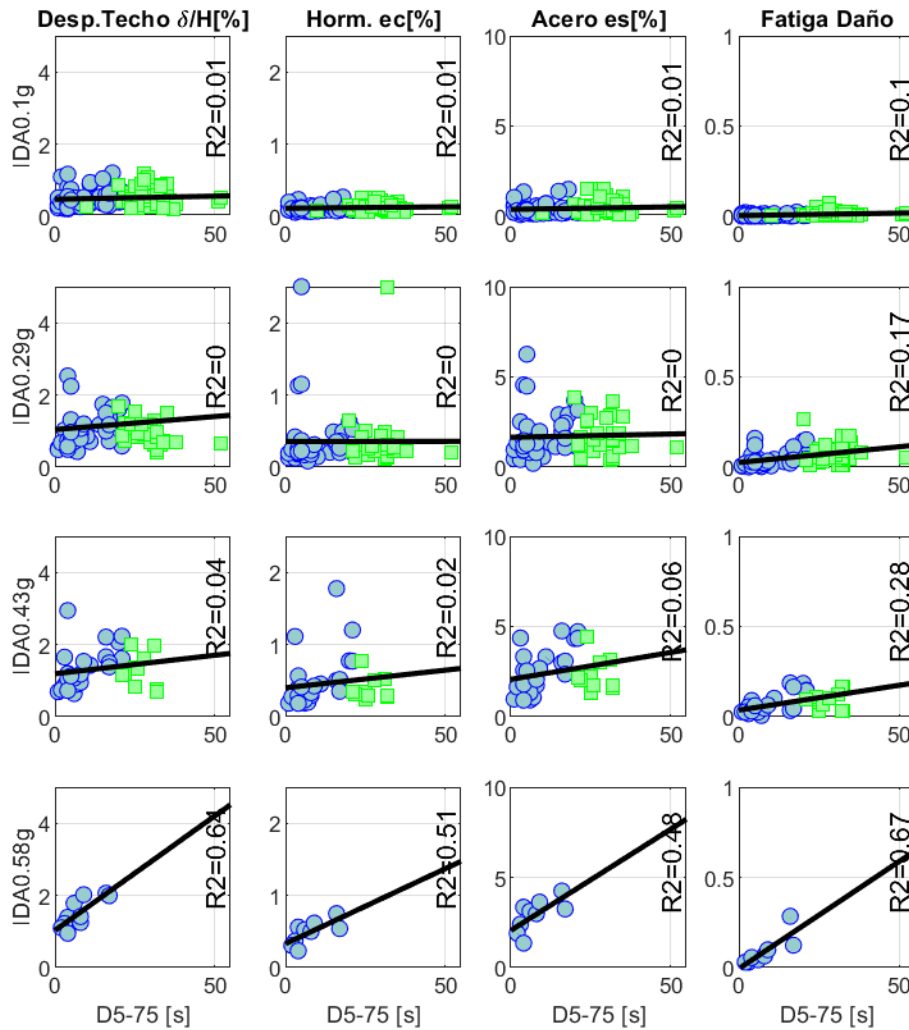


Fig. 95. Gráfico dispersión EDPs vs Duración Significativa - Muro 19 pisos con degradación

6.3. Curvas de Fragilidad

Con los datos de las curvas de fragilidad se crean tablas con los datos tabulados, en donde a grandes rasgos se puede mencionar que los registros de larga duración son, en general, más probables de exceder algún estado límite a la intensidad promedio de los registros sísmicos.

Tabla 22. Probabilidad de exceder el estado límite indicado, a la intensidad promedio del set de registros y modelo indicados.

Pisos	Prob. Exc [%]. a Sa(Tn) Estado Limite 1				Prob. Exc. [%] a Sa(Tn) Estado Limite 2				Prob. Exc. [%] a Sa(Tn) Estado de colapso			
	Modelo con Deg		Modelo Sin Deg.		Modelo con Deg		Modelo Sin Deg.		Modelo con Deg		Modelo Sin Deg.	
	C.D	L.D.	C.D	L.D	C.D	L.D.	C.D	L.D	C.D	L.D.	C.D	L.D
6P	30.0	32.7	30.2	30.9	3.50	0.38	1.90	1.05	2.65	0.32	1.40	1.29
11P	45.0	50.0	48.5	50.0	0.50	0.93	0.44	1.34	0.03	0.28	0.03	0.17
19P	65.6	75.8	27.9	38.8	1.12	2.65	0.36	2.31	0.69	2.17	0.06	1.53

Tabla 23. Intensidad en la que ocurre el 50% de probabilidad de exceder el estado límite mencionado, para tipo de modelo y set de registros indicados.

Pisos	Intensidad mediana [g] Estado Limite 1				Intensidad mediana [g] Estado Limite 2				Intensidad mediana [g] Estado Falla			
	Modelo con Deg		Modelo Sin Deg.		Modelo con Deg		Modelo Sin Deg.		Modelo con Deg		Modelo Sin Deg.	
	C.D	L.D.	C.D	L.D	C.D	L.D.	C.D	L.D	C.D	L.D.	C.D	L.D
6P	0.67	0.68	0.67	0.69	1.53	1.68	1.98	2.18	1.63	1.70	2.70	2.75
11P	0.35	0.36	0.35	0.36	1.20	1.06	1.20	1.32	1.44	1.16	1.44	1.65
19P	0.14	0.14	0.19	0.18	0.41	0.34	0.45	0.41	0.44	0.35	0.49	0.43

La Tabla 22 confirma lo indicado en el párrafo anterior, en rojo se indican las probabilidades que son mayores y en verde las menores cuando se comparan entre registros de corta y larga duración. Por ejemplo, existe una probabilidad del **32.7%** de exceder el estado límite 1 en el modelo con degradación del muro de 6 pisos cuando se consideran registros de larga duración a la intensidad promedio del set, mientras que existe una probabilidad de **30.0%** de exceder el mismo límite, pero considerando los registros de corta duración. La mayoría de los estados límites son más probables de exceder por los registros de larga duración, salvo en el modelo de 6 pisos con y sin degradación en los estados límites 2 y de colapso, en donde los registros

de corta duración son más probables de exceder aquel índice. Esto podría estar ocurriendo por la impulsividad de los registros de corta duración, en donde de un momento a otro se solicita a la estructura de manera intensa. En otras palabras, el sismo le entregaría energía muy rápidamente lo que se reflejaría en deformaciones mayores. Otra posible explicación que podría causar esta diferencia es que a esos niveles de intensidad la estructura responde muy cerca del rango elástico, lo que para registros de corta duración limita la degradación por daño y por “pinching” en comparación a los registros de larga duración, en donde dicha degradación flexibiliza el sistema disminuyendo el desplazamiento por la cercanía de la respuesta al rango elástico. Sin embargo, las probabilidades de excedencia son muy bajas y cercanas entre sí, lo que sugiere que son otras propiedades de los registros que puedan estar causando estas pequeñas diferencias.

En la misma tabla, al comparar entre modelos con y sin degradación, se aprecia que no hay una tendencia clara. Por ejemplo, en el estado límite 2 del modelo de 11 pisos se tiene que la probabilidad de exceder dicho estado en los sets de larga duración es mayor en el modelo sin degradación que con el opuesto. Por otra parte, para el mismo estado límite, pero en los sets de corta duración, es más probable exceder el estado límite con el modelo con degradación. Esta inconsistencia se puede deber a que la intensidad promedio de los registros es muy baja, y por ello no se alcanza a desarrollar por completo el efecto de la duración.

La Tabla 23 muestra las intensidades medianas a la que ocurre cada estado límite para cada set de registros y para tipo modelo. En rojo se muestra el valor mayor y en verde el menor, al comparar el set de corta y de larga duración para un estado límite y tipo de modelo dado. En el estado límite 1, de daño leve, se aprecia que en general los registros de larga duración requieren una intensidad mayor para alcanzar dicho estado límite, sin embargo, la diferencia que hay entre set de registros es muy baja, en torno a 0.01 [g]. Por lo tanto, se podría decir que en la mediana no hay diferencias entre registros de larga y de corta duración para exceder un estado límite de daño leve.

En la misma tabla, el estado límite 2 muestra que en el modelo con degradación se requiere una intensidad menor para exceder dicho estado límite en los modelos de muros de 11 y 19 pisos cuando se consideran registros de larga duración, esto no se repite en el modelo de 6 pisos, requiriendo una mayor intensidad. Por otra parte, en el modelo sin degradación la tendencia del muro de 11 pisos cambia, en donde se requiere una menor intensidad en el set de corta duración para alcanzar el estado límite 2. Este caso refleja que la degradación de rigidez puede cambiar la forma en la que duración de los registros afecta un elemento

estructural. El estado límite de colapso, sigue una tendencia similar a la del estado límite 2, en donde la intensidad mediana de los modelos que incluyen la degradación de los muros de 11 y 19 pisos sometidos al set de registros de larga duración es altamente influenciada por estos últimos, con diferencias entre sets de registros en torno al 25%. Por otra parte, el muro de 6 pisos requiere una intensidad un 2% mayor en el set de larga duración para alcanzar el estado límite de falla en comparación al set de registros de corta duración, lo que podría ser despreciable y sugiere que la duración no tiene un efecto importante en la estructura de 6 pisos en el colapso. Chandramohan [7] y otros autores mencionan en sus trabajos que el efecto de la duración es importante a niveles de intensidad altos, lo que puede implicar una mayor demanda de deformación. La mayor diferencia que existe entre los modelos estudiados es su período y ante un mismo registro, la demanda de desplazamiento sobre la estructura. La tendencia clara en diseño sísmico es que dicha demanda aumenta cuando se incrementa el periodo de la estructura, y al relacionar este hecho con lo encontrado en este documento con el parámetro de desplazamiento relativo de techo, se podría decir que el efecto de la duración es relevante a demandas de desplazamiento altos, más que intensidades elásticas altas. En consecuencia, estructuras de períodos medios y altos podrían ser más susceptibles al efecto de la duración.

CONCLUSIONES

Este estudio presenta el efecto de la duración de los registros sísmicos en estructuras basadas en muros de hormigón armado. Para ello, se utilizaron 3 pares de modelos de muros empotrados de 6, 11 y 19 pisos, los cuales fueron diseñados de acuerdo con las disposiciones sísmicas del país y calibrados con datos experimentales. La calibración permitió cuantificar e incluir parámetros de degradación de la rigidez y resistencia en el modelo. Luego, con el fin de estimar el efecto de la duración se escalaron 60 registros sísmicos mediante una metodología de equivalencia espectral, y se llevó a cabo una serie de análisis incrementales dinámicos, considerando un set de 60 registros de larga duración y otro set de registros de corta duración.

En los análisis incrementales dinámicos realizados se registraron distintos parámetros de demanda ingenieril, para posteriormente relacionarlos con estados de daño conocidos y obtenidos de la literatura. Con esto se definen niveles de daño leve, moderado y de falla.

De los resultados obtenidos se pueden realizar las siguientes conclusiones:

- Los registros de larga duración disminuyen el desplazamiento relativo promedio de colapso para todos los muros modelados con degradación en comparación a los registros de corta duración. Esta diferencia varía entre un 10.4% para el muro de 6 pisos a un 40.6% para el muro de 11 pisos. Por otra parte, en los modelos sin degradación, el efecto de la duración se hace importante sólo en el modelo de 19 pisos.
- La diferencia entre la intensidad promedio de colapso de las estructuras entre sets de registros va aumentando a medida que el número de pisos aumenta en los modelos que incluyen degradación. Es decir, se llega a una menor intensidad promedio en la capacidad de la estructura cuando se consideran registros de larga duración en comparación a los de corta duración, y esta diferencia aumenta a medida que aumenta la cantidad de pisos. Por otra parte, en los modelos sin degradación, no se encuentra esta tendencia.

- Los modelos con degradación alcanzan una capacidad de deformación e intensidad promedio de colapso para ambos sets de registros, menor o igual en comparación a los modelos sin degradación, para los muros de 11 y 19 pisos.
- La dispersión de parámetros de demanda muestra que para los muros de 11 y 6 pisos y para todo tipo de modelo, los “EDPs” de tipo máximo disminuyen cuando aumenta la duración del registro. Esto no se repite para el parámetro de fatiga, que es de tipo acumulativo. Por otra parte, en los modelos de 19 pisos todos los parámetros de demanda aumentan con los registros de larga duración, lo que puede ser debido a la alta demanda de desplazamiento, lo que a su vez daña a la estructura más que en los otros casos con menos pisos, y luego los ciclos impuestos por los registros de larga duración incrementan ese daño y por ende los EDP. También se encuentra de manera visible que la degradación limita la capacidad de la estructura, incluso reduciendo la intensidad a la que puede llegar.
- A medida que aumenta la cantidad de pisos, y por ende el periodo, se hace cada vez más probable exceder el estado límite de daño leve en los modelos con degradación de rigidez y a la intensidad promedio de ambos sets de registros. Sin embargo, la probabilidad de exceder este estado límite es mayor en el set de larga duración en comparación con el de corta duración, con una diferencia creciente entre 2% y 10% cuando se pasan de 6 a 19 pisos. Similar tendencia se puede encontrar en los modelos sin degradación, pero en menor medida.
- La probabilidad de exceder el estado límite moderado y de falla es muy baja para la intensidad promedio de los registros considerados. Sin embargo, la tendencia muestra que es más probable exceder dichos estados con los registros de larga duración que con los de corta duración. Por otra parte, se entiende que los modelos de 6 pisos son más susceptibles en bajas intensidades a los registros corta duración, lo que podría ser debido a la impulsividad de aquel set sumado a la flexibilización que logran los registros de larga duración, dejaría a estos modelos más susceptibles a los registros de corta duración en aquel rango. Por otra parte, las probabilidades de excedencia a esta intensidad son muy bajas y puede que existan otras propiedades de los registros que afecten este comportamiento que es mínimo.

- La intensidad mediana a la que ocurre el estado límite de daño leve presenta mínimas diferencias entre registros de corta y de larga duración para cada tipo de modelo. Por lo tanto, se podría decir que para daños leves no hay diferencias entre sets de registros. Esto último es esperable debido a que el estado límite señalado marca la diferencia entre el comportamiento lineal y no lineal, y sumado a que las características de forma espectral e intensidad entre sets de registros fueron homologadas, la duración no tiene efectos en el rango elástico.
- El límite de daño moderado se alcanza a una menor intensidad mediana en los modelos con degradación de los muros de 11 y 19 pisos para el caso de registros de larga duración. Caso contrario se observa para el muro de 6 pisos, en donde la intensidad es menor en el set de corta duración, lo que indica que a medida que aumenta el número de pisos se requiere una menor intensidad alcanzar un daño moderado cuando se consideran registros de larga duración. La misma observación se puede realizar para el estado límite de falla lo que demuestra el efecto de la duración en las estructuras, y como se ha mencionado esto podría ser debido a que en estructuras de periodo largo hay una mayor demanda de desplazamiento, lo que dejaría más susceptible a las estructuras a los ciclos de carga impuestos por los registros de larga duración. En los modelos sin degradación no se puede encontrar esta tendencia. Sin embargo, en el muro de 11 pisos la intensidad mediana es menor en los registros de corta duración en comparación al modelo con degradación, lo que sería un reflejo que para estructuras que se dañan poco.
- Los modelos de muros que incluyen la degradación de rigidez han sido calibrados contra datos experimentales, lo que les entrega un grado mayor de validez que los modelos sin degradación. Los resultados para estos modelos muestran que el muro de 6 pisos requiere una intensidad mediana mayor en el set de larga duración para sobrepasar los estados límites de falla y daño moderado. Por otra parte, los modelos de muros de 11 y 19 pisos requieren una intensidad menor en el set de larga duración. Esto muestra que para pocos pisos la duración parece no ser un problema, pero si lo es para modelos con mayor número de pisos, dado que tienen un mayor periodo y por ende una mayor demanda de desplazamiento. Como se ha mencionado, una mayor deformación suele relacionar con un mayor daño, lo que dejaría a las estructuras más susceptible a daños por ciclos de carga, propios de un registro de larga duración. Por otra parte, los resultados de los modelos sin degradación muestran que los muros de

6 y 11 pisos requieren una intensidad mayor en el set de larga duración y mientras que el muro de 19 pisos requiere una intensidad mayor en el set de corta duración, esto ocurre debido a que la degradación fue eliminada, y con ello la demanda de desplazamiento es menor por una mayor rigidez en la estructura. Al comparar ambos tipos de modelos, se puede decir que en los muros de 6 y 11 pisos se subestima el efecto de la duración si no se considera una representación real de la degradación. Finalmente, el muro de 19 pisos también se subestima el efecto, pero no en la misma medida que en los otros muros. Esto significa que la degradación es un elemento importante para estimar de mejor manera el efecto de la duración, dado que la flexibilización del sistema estructural lo deja más susceptible a daño.

En resumen, la duración reduce la deformación relativa promedio de colapso estimado en todos los modelos. Sin embargo, es más probable exceder algún límite de daño moderado y falla, desde los modelos de 11 pisos hacia arriba cuando se consideran registros de larga duración. También se puede decir que no incluir la degradación de rigidez puede cambiar el efecto de la duración, siendo particularmente importante para estructuras de periodos medios en las cuales se puede subestimar el daño. Por otra parte, se reconocen las limitaciones de este estudio referente a las altas probabilidades de colapso estimadas para los muros estudiados, lo que se puede atribuir a la limitada redundancia del sistema estructural analizado y a la forma de modelación de dichos muros con elementos de plasticidad distribuida basada en fuerzas, que considera recomendaciones hechas por Pugh [68], Oyen [82] y las indicadas en el sitio del software OpenSEES [80]. Este tipo de modelación, a pesar de ser calibrado con resultados experimentales, podría no ser suficiente para generar un modelo robusto según lo publicado en un estudio reciente por Marafi et al. [96] en 2019, quienes señalan que utilizar elementos de plasticidad distribuida basados en fuerza puede subestimar la capacidad de deformación de los muros al presentar problemas de inestabilidad dinámica y/o convergencia. Para ello, Marafi et al. plantea el uso de elementos tipo viga basados en desplazamiento, lo cual disminuiría la cantidad de análisis que no convergen y con ello reducir la probabilidad de colapso estimada. Los resultados presentados en esta tesis se obtuvieron en una fecha anterior a la publicación del artículo de Marafi et al., con el objetivo de contrastar la diferencia entre registros de larga y corta duración, así como el impacto de la degradación de rigidez y resistencia. La modelación de muros estructurales y la predicción de su capacidad dinámica aún es un tópico de estudio en el estado del arte.

En vista de lo anterior, se recomienda continuar esta investigación con sistemas estructurales basados en muro más complejos y de mayor redundancia estructural, y a la vez abarcando

una mayor variabilidad tanto en las propiedades mecánicas como geométricas consideradas. También es relevante considerar los resultados del estudio de Marafi et al. [96] para modelar los muros. Otro punto importante es considerar la incertidumbre en los parámetros de degradación considerados, ya que esto puede provocar que la influencia de la duración de los registros pueda aumentar o disminuir, dependiendo de la degradación considerada.

Finalmente, se menciona la relevancia de encontrar una relación entre demanda de desplazamiento y duración. En este caso, se recomienda cambiar la variable de intensidad considerada en este estudio $S_a(T_n)$ (aceleración espectral en el periodo natural de la estructura) por la demanda de ductilidad en un modelo simple de un grado de libertad no lineal que incluya degradación, similar a un espectro de desplazamientos no lineales. De la misma manera, se recomienda que la duración de los registros se incluya de forma explícita o implícita en la normativa, por ejemplo, amplificando o disminuyendo el espectro de diseño de acuerdo con la duración esperada en la zona.

REFERENCIAS

- [1] D. Miller, «Lessons learned from the Northridge earthquake,» *Engineering Structures*, vol. 20, n° 4-6, pp. 249-260, 1998.
- [2] Z. Tuna y J. Wallace, «Collapse Assessment of the Alto Rio Building in the 2010 Chile Earthquake.,» *Earthquake Spectra*, vol. 31, n° 3, 2015.
- [3] M. Motosaka y K. Mitsuji, «Building damage during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake,» *Soils and Foundations*, vol. 52, n° 5, pp. 929-944, 2012.
- [4] F. Naeim, M. Lew, L. Carpenter, N. Youssef, F. Rojas, R. Saragoni y M. Schachter, «Performance of tall buildings in Santiago, Chile during the 27 February 2010 offshore Maule, Chile Earthquake,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 20, pp. 1-16, 2011.
- [5] S. Midorikawa, H. Miura y T. Atsumi, «Characteristics of strong ground motion from the 2011 gigantic Tohoku, Japan earthquake.,» de *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned From 2011 Great East Jaán Earthquake*, 2012.
- [6] J. Hancock y J. Bommer, «A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage.,» *Earthquake spectra*, vol. 22, n° 3, pp. 827-845., 2006.
- [7] R. Chandramohan, J. Baker, G. Deierlein y T. Lin, «Influence of ground motion spectral shape and duration on seismic collapse risk.,» de *Proceedings 7th National Seismic Conference on Bridges and Highways*, Washington, DC: Federal Highway Administration, 2013.
- [8] J. Foschaar, J. Baker y G. Deierlein, «Preliminary assessment of ground motion duration effects on structural collapse.,» de *In Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering.*, 2012.

- [9] A. Barbosa, F. Ribeiro y L. Neves, «Influence of earthquake ground-motion duration on damage estimation: application to steel moment resisting frames.,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46, n° 1, pp. 27-49., 2017.
- [10] M. Raghunandan y A. Liel, «Effect of ground motion duration on earthquake-induced structural collapse.,» *Structural Safety*, vol. 41, pp. 119-133, 2013.
- [11] R. Chandramohan, J. Baker y G. Deierlein, «Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records.,» *Earthquake Spectra*, vol. 32, n° 2, pp. 927-950., 2016.
- [12] J. Hancock, J. Watson-Lamprey, N. Abrahamson, J. Bommer, A. Markatis, E. McCOY y R. Mendis, «An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets.,» *Journal of earthquake engineering*, vol. 10, pp. 67-89., 2006.
- [13] F. McKenna, G. Fenves y M. Scott, *OpenSEES: Open System of Earthquake Engineering Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, CA, Estado Unidos, 2006.
- [14] H. Hou y B. Qu, «Duration effect of spectrally matched ground motions on seismic demands of elastic perfectly plastic SDOFS.,» *Engineering Structures*, vol. 90, pp. 48-60., 2015.
- [15] J. Bommer y A. Martinez-Pereira, «Strong-motion parameters: definition, usefulness and predictability.,» de *In Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- [16] B. Bolt, «Duration of strong ground motion.,» de *Proceedings of the 5th world conference on earthquake engineering*, 1973.
- [17] A. Arias, «Measure of Earthquake Intensity.,» *Seismic Design for Nuclear Power Plants.* /Hansen, Robert J. (ed.). Cambridge, Mass. Massachusetts Inst. of Tech. Press (1970), 1970.

- [18] R. Kayen y J. Mitchell, «Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity.,» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123(12), pp. 1162-1174, 1997.
- [19] M. Trifunac y A. Brady, «A study on the duration of strong earthquake ground motion,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 65, n° 3, pp. 581-626., 1975.
- [20] N. Luco y C. Cornell, «Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions.,» *Earthquake Spectra*, vol. 23, n° 2, pp. 357-392., 2007.
- [21] Y. Pan, C. Ventura y W. Finn, «Effects of Ground Motion Duration on the Seismic Performance and Collapse Rate of Light-Frame Wood Houses.,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, n° 8, 2018.
- [22] J. Kempton y J. Stewart, «Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects.,» *Earthquake spectra*, vol. 22, n° 4, pp. 985-1013., 2006.
- [23] G. Guo, D. Yang y Y. Liu, «Duration effect of near-fault pulse-like ground motions and identification of most suitable duration measure.,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 1-25, 2018.
- [24] A. Giouvanidis y E. Dimitrakopoulos, «Rocking amplification and strong-motion duration,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, n° 10, pp. 2094-2116., 2018.
- [25] G. Wang, Y. Wang, W. Lu, P. Yan, W. Zhou y M. Chen, «A general definition of integrated strong motion duration and its effect on seismic demands of concrete gravity dams.,» *Engineering Structures*, vol. 125, pp. 481-493, 2016.
- [26] J. Hancock y J. Bommer, «Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, pp. 291-299, 2007.

- [27] Y. Huang, A. Whittaker, N. Luco y R. Hamburger, «Scaling earthquake ground motions for performance-based assessment of buildings,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, nº 3, pp. 311-321., 2009.
- [28] A. Belejó, A. Barbosa y R. Bento, «Influence of ground motion duration on damage index-based fragility assessment of a plan-asymmetric non-ductile reinforced concrete building,» *Engineering Structures*, vol. 151, pp. 682-703., 2017.
- [29] M. Sozen, «Review of Earthquake response of reinforced concrete buildings with a view to drift control,» *State-of-the-Art in Earthquake Engineering*, pp. 383-418, 1981.
- [30] R. Mayes, «Interstory drift design and damage control issues,» *The Structural design of tall buildings*, vol. 4, pp. 15-25, 1995.
- [31] Applied Technology Council, Pacific Earthquake Engineering Research Center, «Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings,» ATC 72-1 Report, California, USA, 2010.
- [32] J. Mander, M. Priestley y R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, nº 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [33] M. Rodríguez, J. Botero y J. Villa, «Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including Effect of Buckling,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, nº 6, pp. 605-612, 1999.
- [34] Y. Park y A. Ang, «Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, nº 4, pp. 722-739, 1985.
- [35] Y. Park, A. Ang y Y. Wen, «Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, nº 4, pp. 740 - 757, 1985.
- [36] R. Valles, A. Reinhorn y S. Kunnath, «IDARC 2D Version 4.0: A program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings,» Technical Report No. NCEER-96-0010., Buffalo, N.Y. : National Center for Earthquake Engineering Research., 1996.

- [37] R. Hindi y R. Sexsmith, «A Proposed Damage Model for RC Bridge Columns under Cyclic Loading,» *Earthquake Spectra*, vol. 17, n° 2, pp. 261-290, 2001.
- [38] W. Kratzig y M. Meskouris, «Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete frames,» de *iegler F., Schuëller G.I. (eds) Nonlinear Stochastic Dynamic Engineering Systems. IUTAM Symposium (International Union of Theoretical and Applied Mechanics)*, Springer, Berlin, Heidelberg, 1987.
- [39] F. Coffin, «A study of the effect of cyclic thermal stresses on a ductile metal.,» *Trans., American Society of Mechanical Engineers, New York, N.Y.*, n° 76, pp. 931-950, 1954.
- [40] J. Mander, F. Panthaki y A. Kasalanati, «Low-Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 6, n° 4, pp. 453-468, 1994.
- [41] J. Brown y K. Kunnath, «Low-Cycle Fatigue Failure of Reinforcing Steel Bars,» *ACI Materials Journal*, vol. 101, n° 6, pp. 457-466, 2004.
- [42] W. Ghannoum, D. Sokoli, C. Slavin y A. Limantono, «Defining Structurally Acceptable Properties of High-Strength Steel Bars through Material and Column Testing,» The University of Texas, Austin, 2015.
- [43] M. Miner, «Cumulative damage in fatigue,» *Journal of Applied Mechanics*, vol. 12, pp. 159-64, 1945.
- [44] ASTM E1049-85(2017), *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org.
- [45] P. Uriz y S. Mahin, «PEER 2008/08 - Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [46] R. Bazaez y P. Dusicka, «Cyclic Loading for RC Bridge Columns Considering Subduction Megathrust Earthquakes,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 21, n° 5, 2016.

- [47] J. Su, R. Dhakal y J. Wang, «Fiber-based damage analysis of reinforced concrete bridge piers,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 96, pp. 13-34, 2017.
- [48] R. Sinha y R. Shiradhonkar, «Seismic Damage Index for Classification of Structural Damage - Closing the Loop,» de *15 WCEE*, 2012.
- [49] A. Ghobarah, H. Abou-Elfath y A. Biddah, «Response-Based damage assesment of structures,» *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 28, n° 1, pp. 79-104, 1999.
- [50] E. Cosenza y G. Manfredi, «Damage indices and damage measures,» *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 2, n° 1, pp. 50-59, 2000.
- [51] S. Kunnath, A. Kanvide, Y. Xiao y G. Zhang, «Effects of buckling and Low-Cycle fatigue on seismic performance of reinforcing bars and mechanical couplers for critical structural members,» A Technical Report Submitted to the California Department of Transportation - Contract 59A0539, California, 2009.
- [52] A. Mantawy y J. Anderson, «Effect of long-duration earthquakes on the low-cycle fatigue damage in RC frame buildings,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 109, pp. 46-57, 2018.
- [53] J. Goodnight, M. Kowalsky y J. Nau, «Effect of Load History on Performance Limit States of Circular Bridge Columns.,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, n° 12, pp. 1383-1396, 2013.
- [54] S. Mohammed, «Effect of Earthquake Duration on Reinforced Concrete Bridge Columns,» PhD. Thesis - University of Nevada, Reno, 2016.
- [55] S. Mehary, P. Dusicka y R. Bazaez, «Effect of Subduction Earthquake-Based Loading History on Substandard RC Square Columns,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 23, n° 3, 2018.
- [56] M. Kashani, X. Ge, M. Dletz, A. Crewe y N. Alexander, «Significance of non-stationary characteristics of ground-motion on structural damage: shaking table

study.,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vols. %1 de %2<https://doi.org/10.1007/s10518-019-00668-3>, pp. 1-23, 2019.

- [57] A. Lopez, P. Dusicka y R. Bazáez, «Performance of seismically substandard bridge reinforced concrete columns subjected to subduction and crustal earthquakes.,» *Engineering Structures*, vol. 207, n° 110216, 2020.
- [58] V. Bhanu, R. Chandramohan y T. Sullivan, «Investigating the influence of ground motion duration on the dynamic deformation capacity of reinforced concrete framed structures,» de *Pacific Conference on Earthquake Engineering - NZSEE*, Auckland, 2019.
- [59] C. Ventura, M. Fairhurst, A. Bebamzadeh y I. Capraro, «Seismic Response and Collapse Risk of Shearwall Buildings Subjected to Long Duration Ground Motion,» de *In: Hsu T. (eds) Concrete Structures in Earthquake.*, Springer, Singapore, 2019.
- [60] B. Xu, X. Wang, R. Pang y Y. Zhou, «Influence of strong motion duration on the seismic performance of high CFRDs based on elastoplastic analysis,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 114, pp. 438-447, 2018.
- [61] Applied Technology Council, Pacific Earthquake Engineering Research Center, *FEMA 461 - Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*, 2007.
- [62] M. & S. H. Molazadeh, «The effects of ground motion duration and pinching-degrading behavior on seismic response of SDOF systems.,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 114, pp. 333-347, 2018.
- [63] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI. Supplement no.1 seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI standard 41-06), Reston, Virginia: Structural Engineering Institute., 2007.
- [64] S. Kaba y S. Mahin, «Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis,» EERC Report 84-03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1984.

- [65] M. Menegotto y P. Pinto, «Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending,» Preliminary Report IABSE, Vol13, 1973.
- [66] J. Helleland y A. Scordelis, «Analysis of RC Bridge Columns Under Imposed Deformations,» *IABSE Colloquium*, pp. 545-559, 1981.
- [67] F. Taucer, E. Scapone y F. Filippou, «A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures,» Report No. UCB/EERC-91/17. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 1991.
- [68] J. Pugh, *Numerical Simulation of Walls and Seismic Design Recommendations for Walled Buildings*, Phd Thesis: University of Washinton, 2012.
- [69] T. Tran y J. Wallace, «Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls,» UCLA - SGEL Report 2012/02, Los Angeles, Estados Unidos., 2012.
- [70] C. Lee y F. Filippou, «Efficient beam-column element with variable inelastic end zones,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, n° 11, pp. 1810-1819, 2009.
- [71] A. Calabrese, J. Almeida y R. Pinho, «Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 14, n° S1, pp. 38-68, 2010.
- [72] Wong y Vecchio, *Vector2 Finite Element Analysis*, Toronto: University of Toronto, <http://www.vectoranalysisgroup.com/vector2.html>, 2006.
- [73] F. Vecchio y M. Collins, «The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,» *ACI Journal*, vol. 83, n° 22, pp. 219-231, 1986.
- [74] X. Lu, L. Xie, H. Guan, Y. Huang y X. Lu, «A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees,» *Finite Elements in Analysis & Design*, vol. 98, pp. 14-25, 2015.

- [75] Computers and Structures, Inc, *Structural Software for Building Analysis and Design - ETABS*, California, 2019.
- [76] M. Panagiotou, J. Restrepo, M. Schoettler y G. Kim, «Nonlinear Cyclic Truss Model for Reinforced Concrete Walls,» *ACI Structural Journal*, vol. 109, n° 2, pp. 205-214, 2012.
- [77] K. Kolozvari, «Analytical Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls,» PhD Dissertation, University of California, Los Angeles., 2013.
- [78] R. Eligehausen, E. Popov y V. Bertero, «Local Bond Stress-Slip Relationships of deformed bars under generalized excitations,» Report UCB/EERC - 83/23, University of California, Berkeley, 1983.
- [79] J. Zhao y S. Sritharan, «Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures,» *ACI Structural Journal*, vol. 104, n° 2, pp. 133-141, 2007.
- [80] V. Terzic, «Open System for Earthquake Engineering Simulation,» 27 01 2012. [En línea]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Force-based_Element_vs._Displacement-based_Element,_Dec_2011. [Último acceso: 08 30 2020].
- [81] ACI Committee 318, «Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318) and Comentary (ACI318R).,» American Concrete Institute.
- [82] P. Oyen, «Evaluation of Analytical Tools for Determining the Seismic Response of Reinforced Concrete Shear Walls,» MSc Thesis, University of Washintong, Washintong, Estados Unidos., 2006.
- [83] División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional - Ministerio de Vivienda y Urbanismo, *Decreto Supremo 60 - Diseño y Cálculo de Hormigón Armado.*, Santiago, 2011.
- [84] The MathWorks Inc., *MATLAB. 9.7.0.1190202 (R2019b)*, Natick, Massachusetts.

- [85] Instituto Nacional de Normalización, «NCh433 - Diseño Sísmico de Edificios,» Santiago, Chile, 1996.
- [86] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3137 - Combinaciones de Carga*, Santiago, Chile, 2017.
- [87] J. Moehle, «Displacement-based design of R.C. structures subjected to earthquakes.,» *Earthquake Spectra*, vol. 8, n° 3, pp. 403-428, 1992.
- [88] J. Wallace y K. Orakcal, «ACI 318-99 provisions for seismic design of structural walls.,» *ACI Structural Journal*, vol. 99, n° 4, pp. 499-508, 2002.
- [89] «Center for Engineering Strong Motion Data,» [En línea]. Available: <http://www.strongmotioncenter.org>.
- [90] «National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED),» Japan, [En línea]. Available: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>.
- [91] «PEER NGA-West2 database,» [En línea]. Available: <https://ngawest2.berkeley.edu>.
- [92] D. Vamvatsikos y C. Cornell, «Incremental dynamic analysis,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, n° 3, pp. 491-514, 2002.
- [93] V. Bhanu, R. Chandramohan y T. Sullivan, «Influence of ground motion duration on the dynamic deformation capacity of steel frame buildings,» de *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE*, Sendai, Japón, 2020.
- [94] H. Krawinkler y e. al., «Development of a testing protocol for wood frame structures,» CUREE- Caltech Woodframe Project Publication No. W-02, Consortium of Universities for research in Earthquake Engineering, Richmond, CA.
- [95] R. Park, «Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing,» *Bull. N.Z. Natl. Soc. Earthquake Eng.*, vol. 22, n° 3, pp. 155-166, 1989.

- [96] N. Marafi, K. Ahmed, D. Lehman y L. Lowes, «Variability in Seismic Collapse Probabilities of Solid- and Coupled-Wall Buildings,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 6, n° 145, 2019.
- [97] C. Zhai, X. Bao, Z. Zheng y X. Wang, «Impact of aftershocks on a post-mainshock damaged containment structure considering duration,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 115, pp. 129-141, 2018.
- [98] A. Samanta y P. Pandey, «Effects of ground motion modification methods and ground motion duration on seismic performance of a 15-storied building,» *Journal of Building Engineering*, vol. 15, pp. 14-25., 2018.
- [99] J. Ruiz-García, «On the influence of strong-ground motion duration on residual displacement demands,» *Earthquake and Structures*, vol. 4, 2010.
- [100] C. Oyarzo-Vera y N. Chow, «Effect of earthquake duration and sequences of ground motions on structural responses,» de *The 10th International Symposium on Structural Engineering for Young Experts*, 2008.
- [101] M. Mashayekhi, M. Harati y H. Estekanchi, *Estimating the duration effects in structural responses by a new energy-cycle based parameter*, arXiv:1905.01737 [physics.geo-ph], 2019.
- [102] N. Marafi, J. Berman y Eberhard, «Ductility-dependent intensity measure that accounts for ground-motion spectral shape and duration,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, pp. 653-672, 2016.
- [103] J. Mander y G. Rodgers, «Analysis of low cycle fatigue effects on structures due to the 2010-2011 Canterbury Earthquake Sequence,» de *Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Sydney, 2015.
- [104] J. Bommer, P. Stafford y J. Alarcón, «Empirical equations for the prediction of the significant, bracketed, and uniform duration of earthquake ground motion,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 99, n° 6, pp. 3217-3233., 2009.

- [105] S. Yaghmaei-Sabegh y S. Makaremi, «Development of duration-dependent damage-based inelastic response spectra.,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46(5), pp. 771-789., 2017.
- [106] J. Bommer y A. Martinez-Pereira, «The Effective Duration of Earthquake Strong Motion,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 3, nº 2, pp. 127-172, 1999.

ANEXO A – GRÁFICOS CALIBRACIÓN

En este anexo se presentan todos los gráficos de ajuste para los parámetros del “Hysteretic Material” para los ensayos estudiados de Tran et al. [69].

Búsqueda Exhaustiva

Espécimen 1

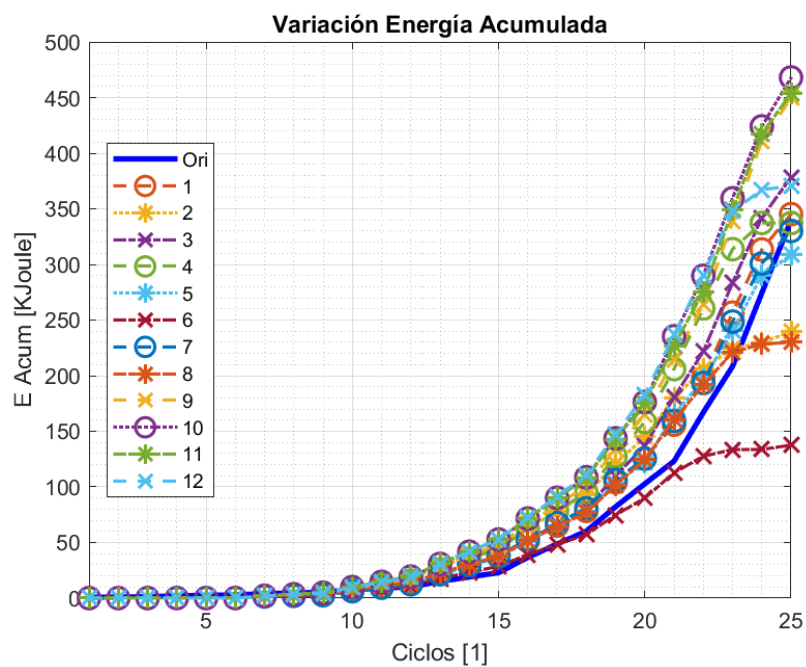


Fig. 96. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

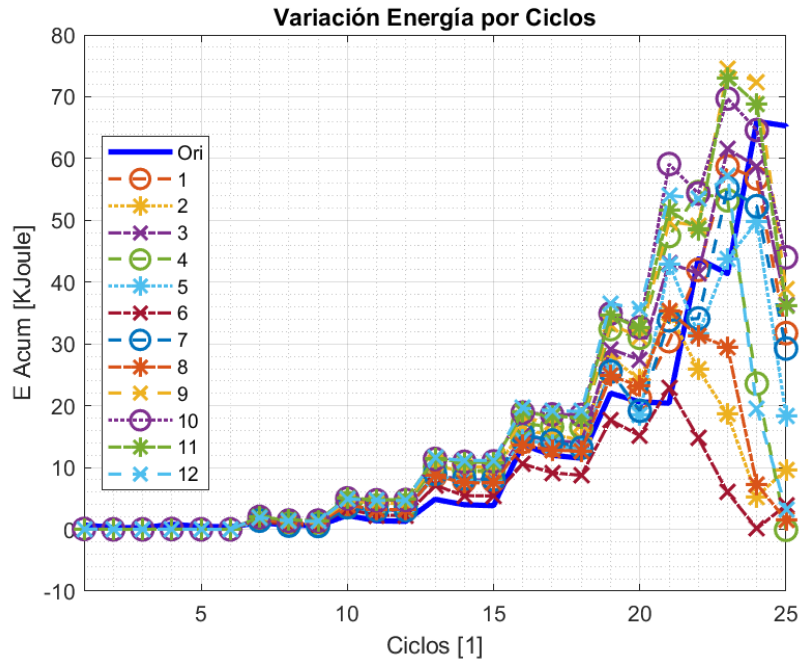


Fig. 97. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

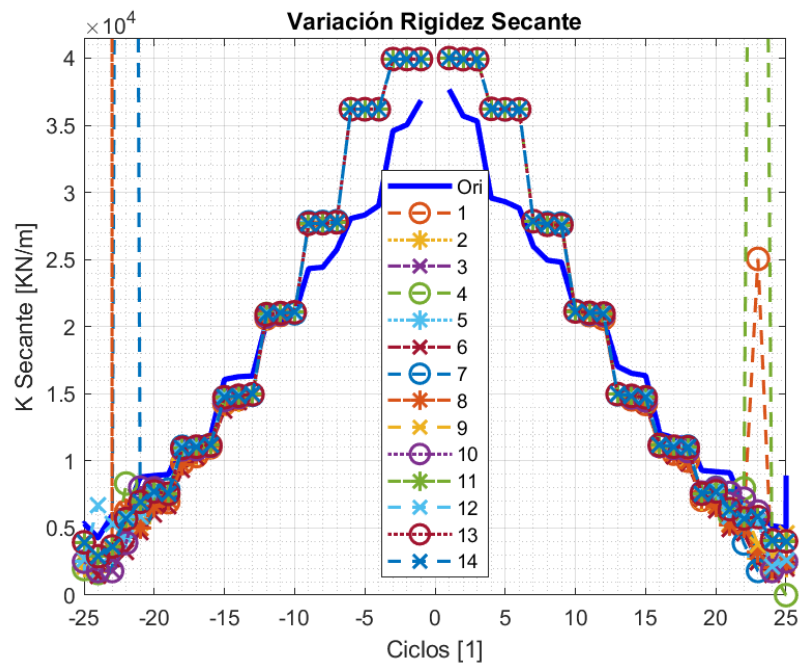


Fig. 98. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

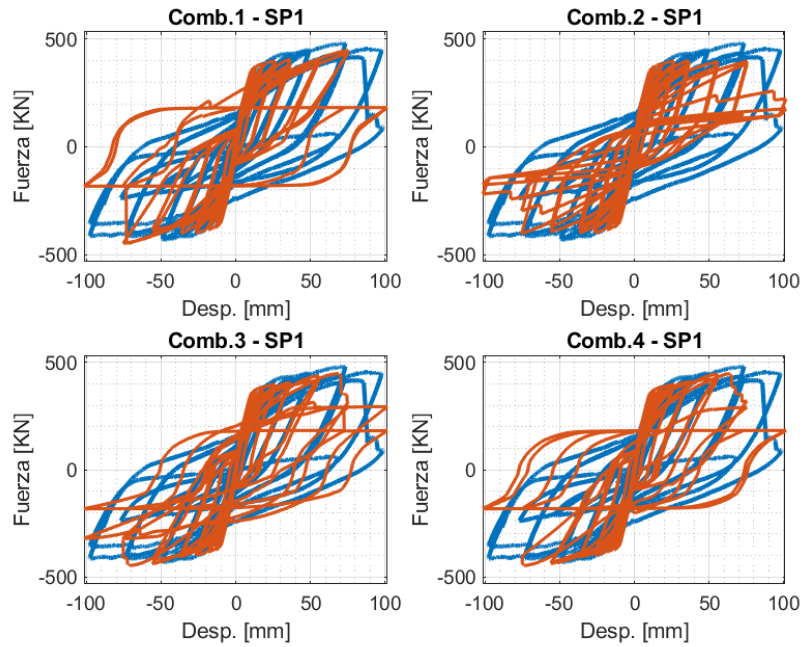


Fig. 99. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

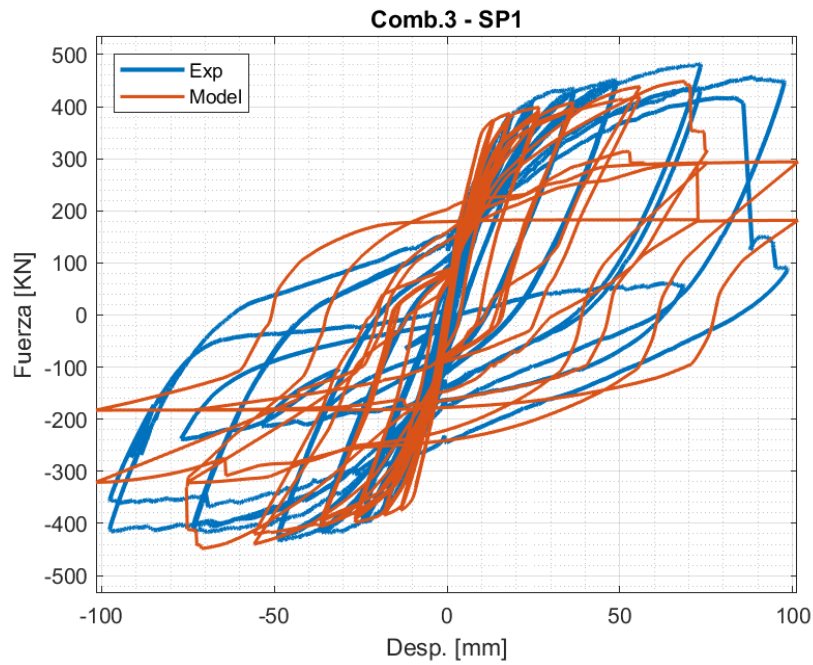


Fig. 100. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

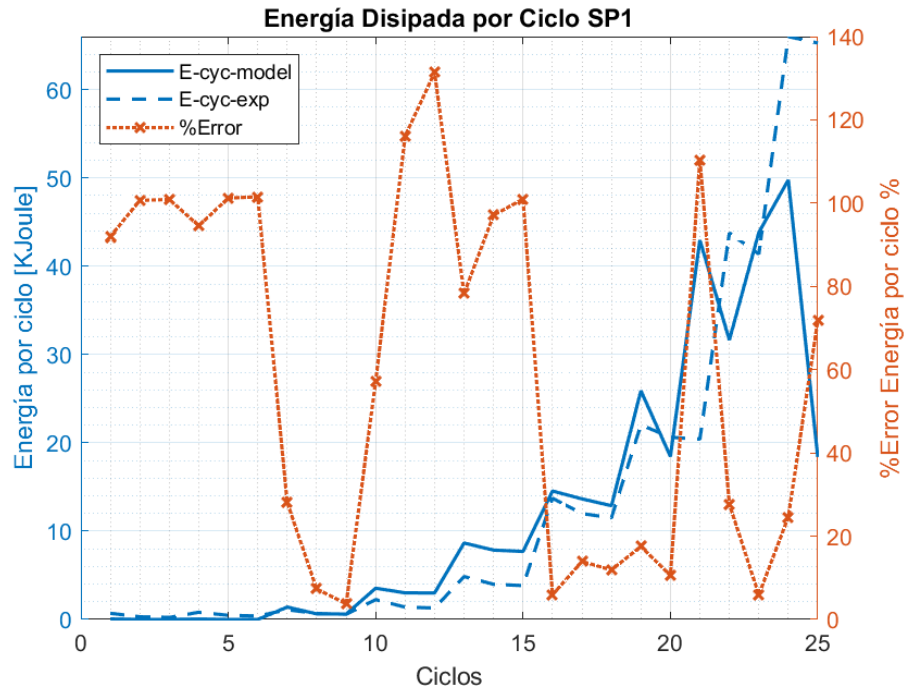


Fig. 101. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

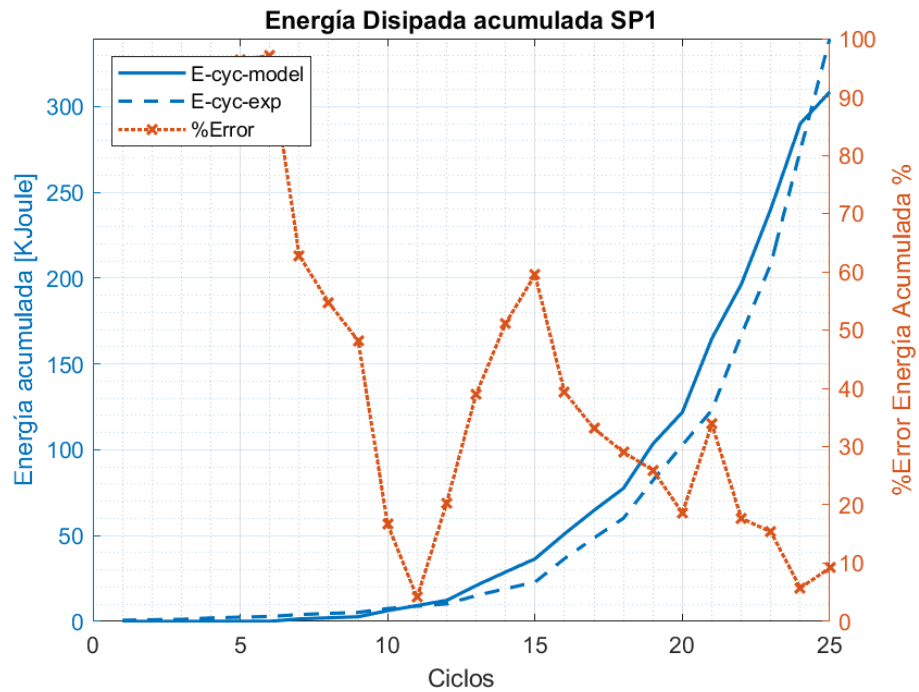


Fig. 102. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

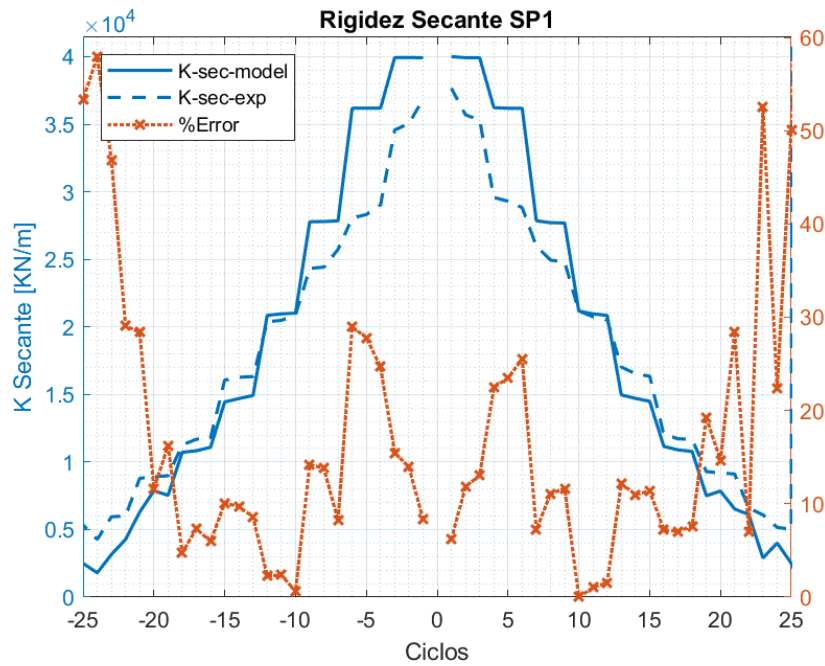


Fig. 103. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

Especimen 2

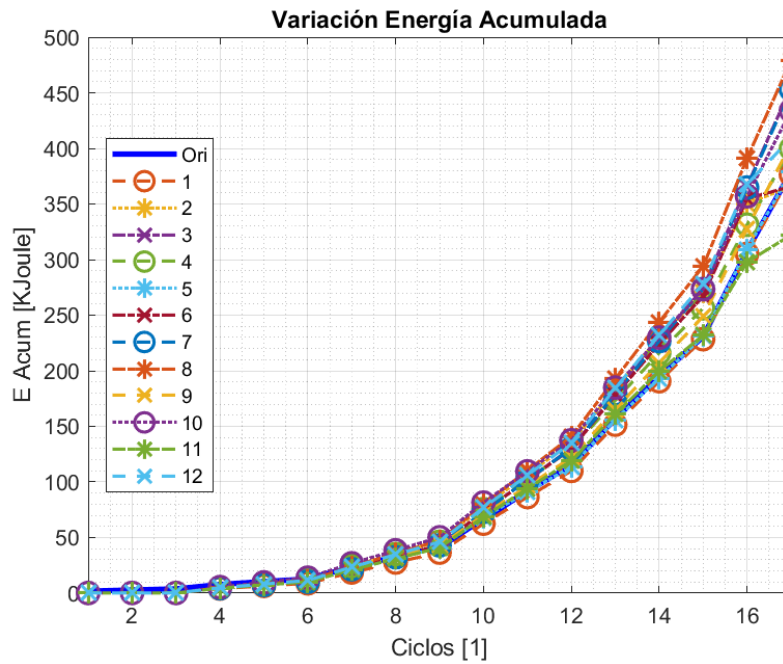


Fig. 104. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.

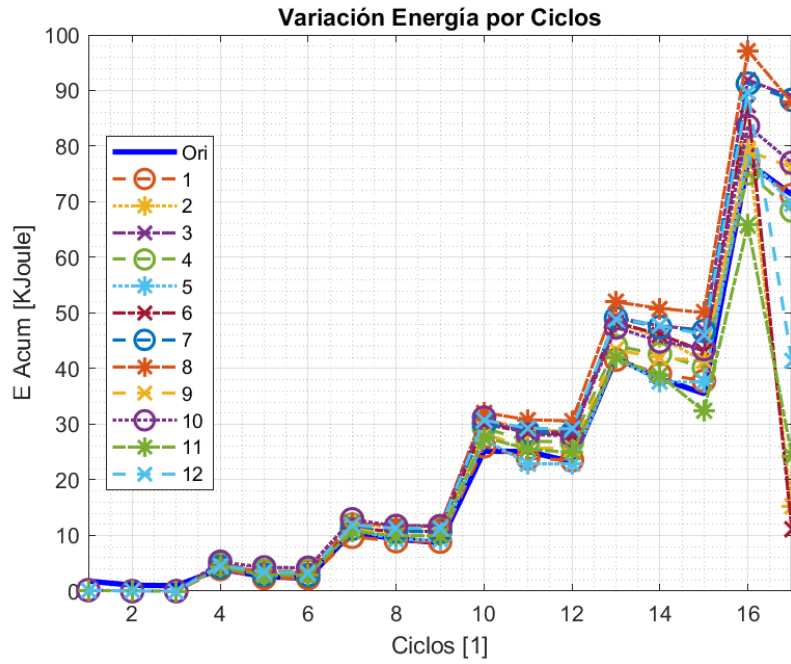


Fig. 105. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.

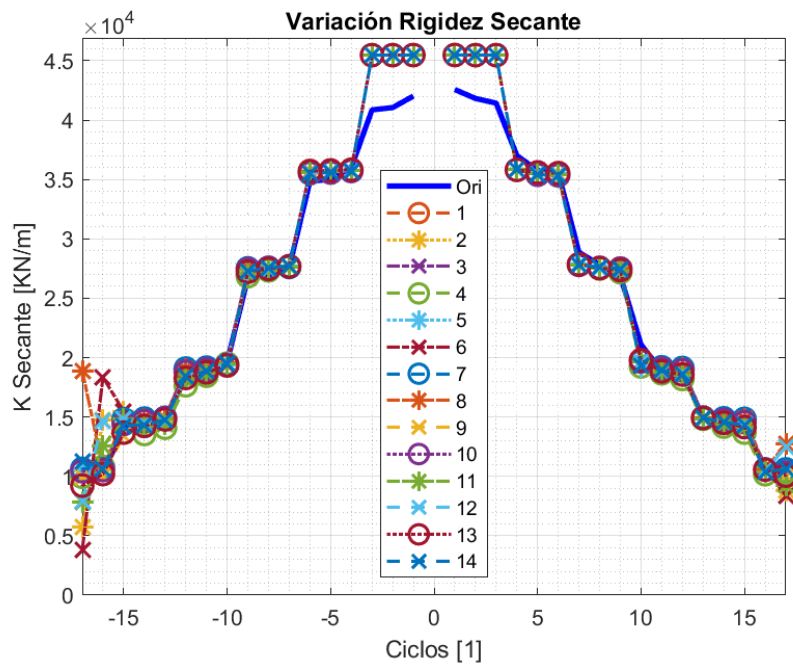


Fig. 106. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.

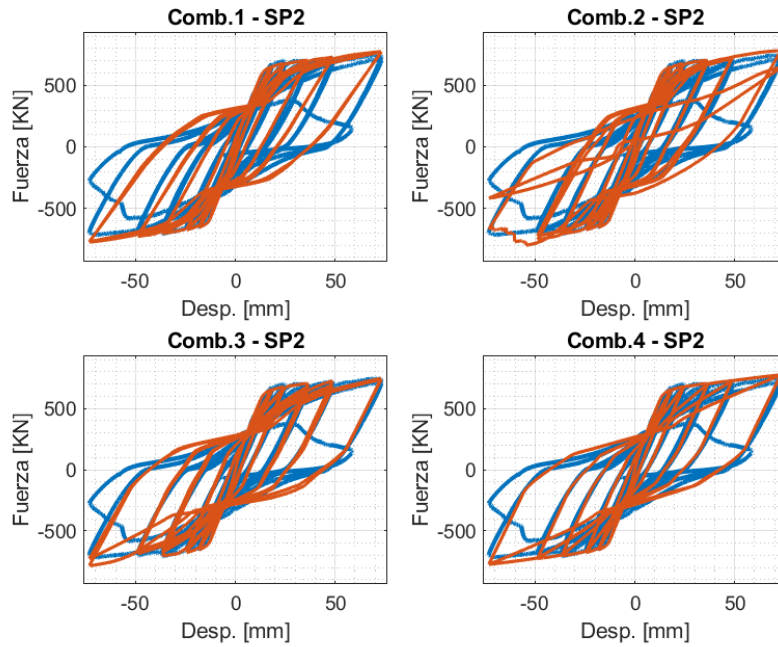


Fig. 107. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.

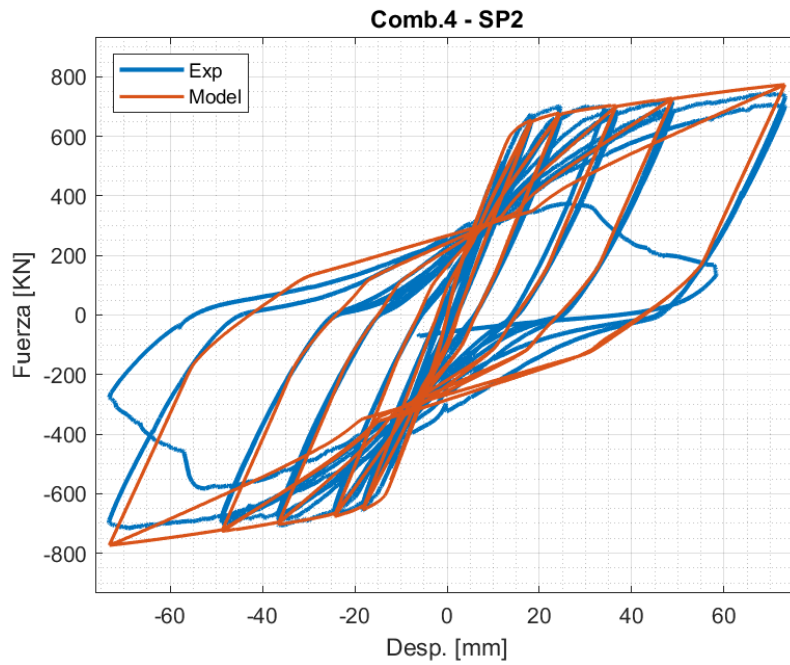


Fig. 108. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.

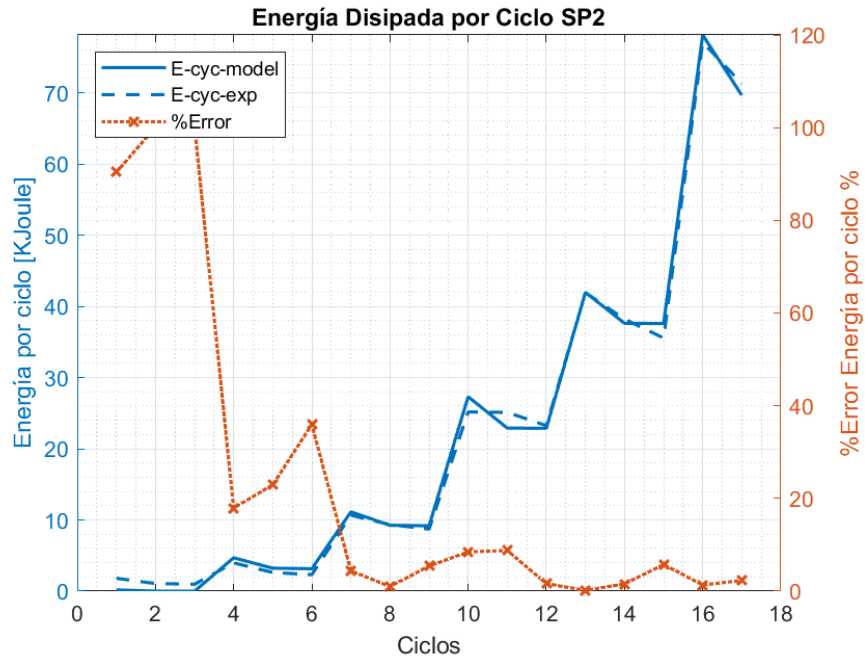


Fig. 109. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

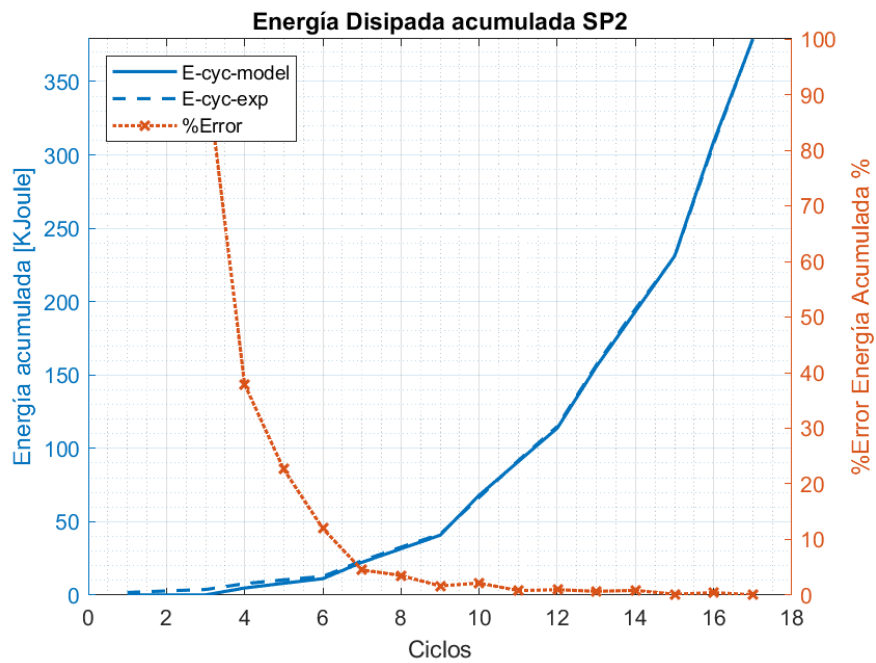


Fig. 110. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 1.

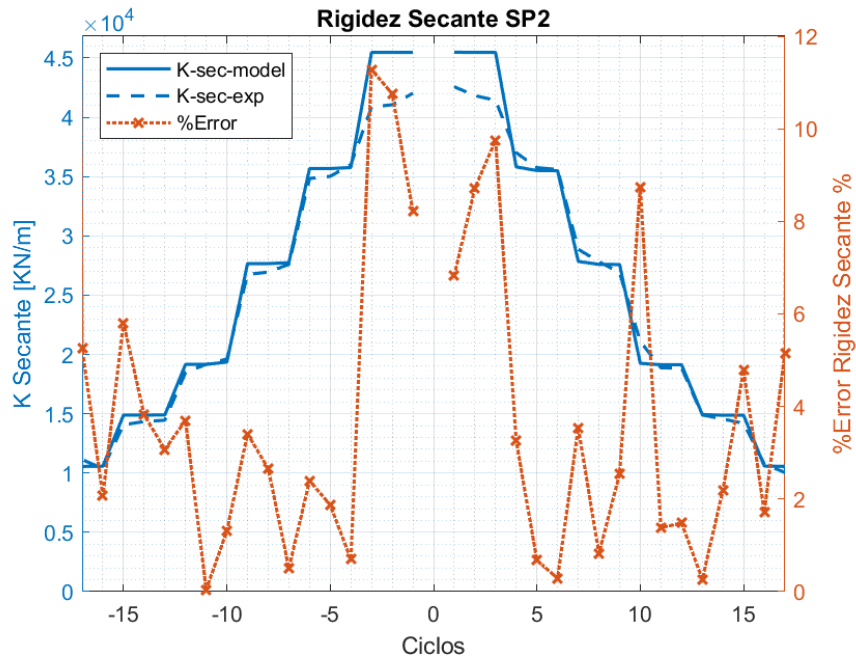


Fig. 111. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 2.

Especimen 3

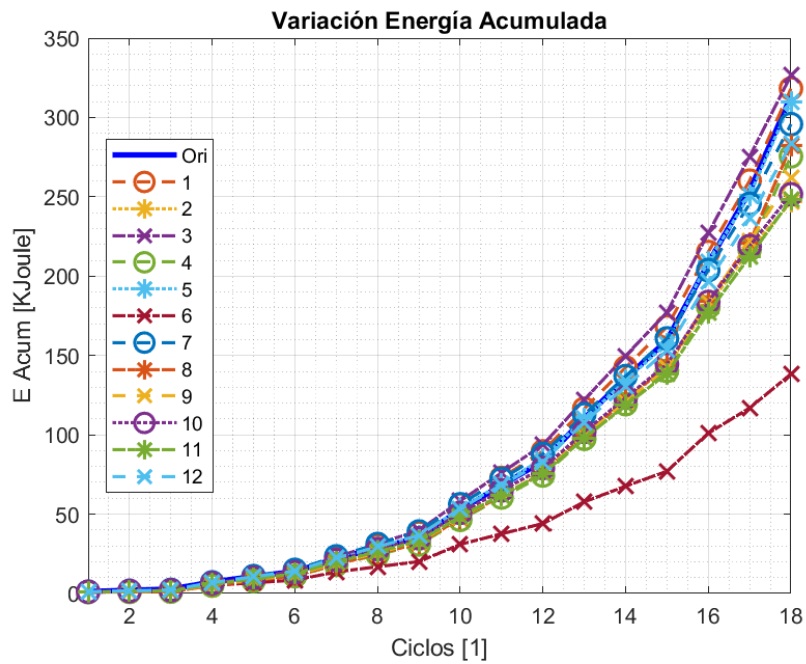


Fig. 112. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

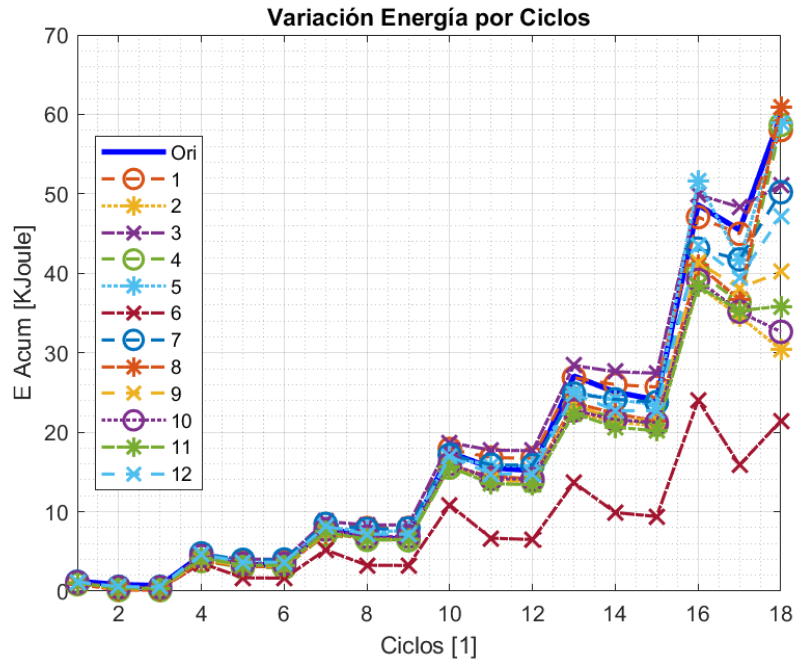


Fig. 113. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

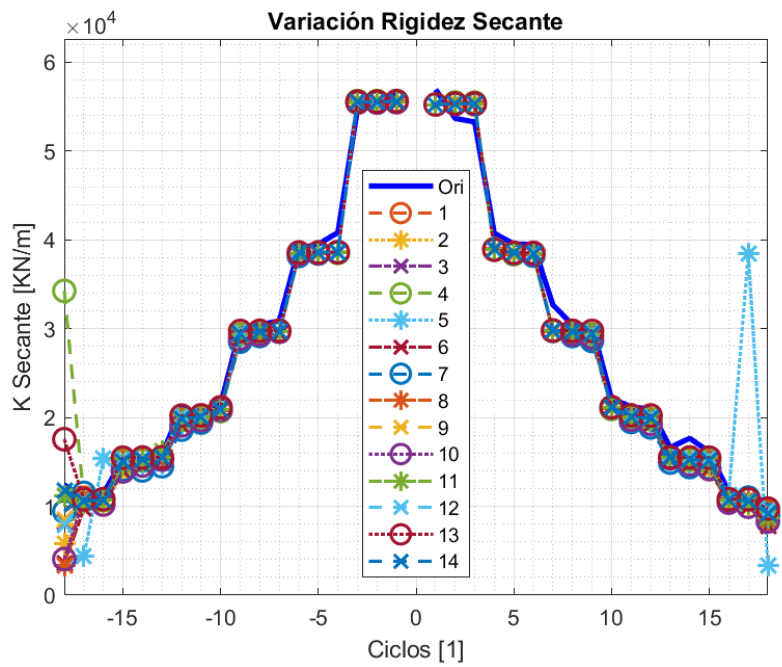


Fig. 114. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

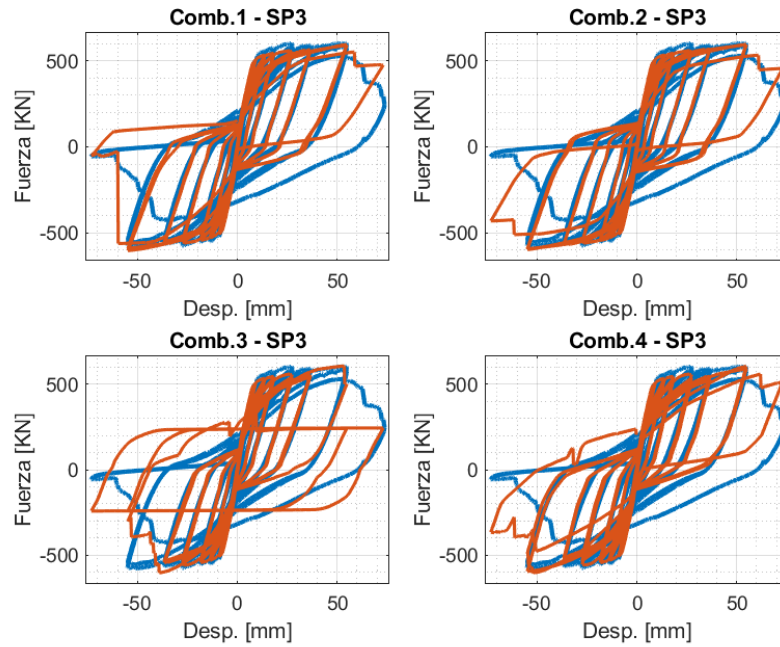


Fig. 115. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

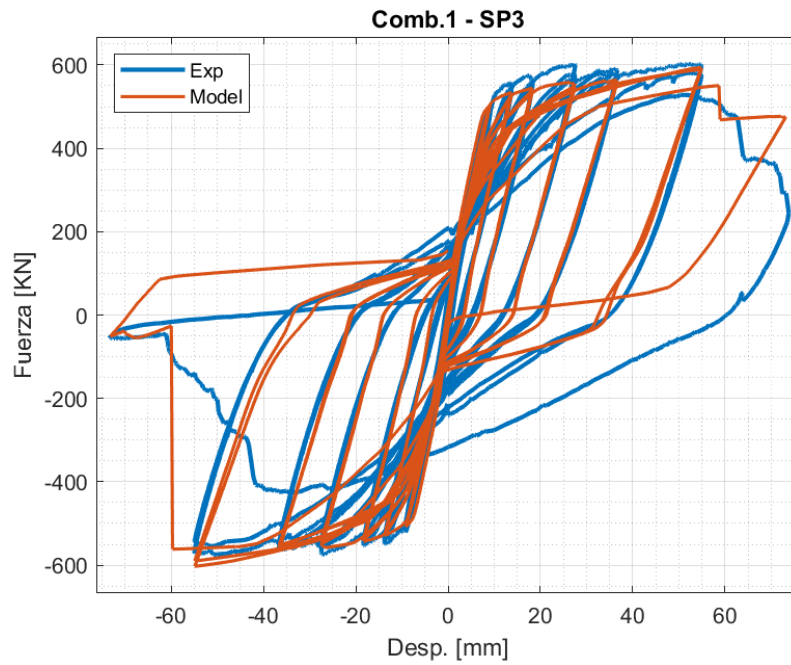


Fig. 116. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

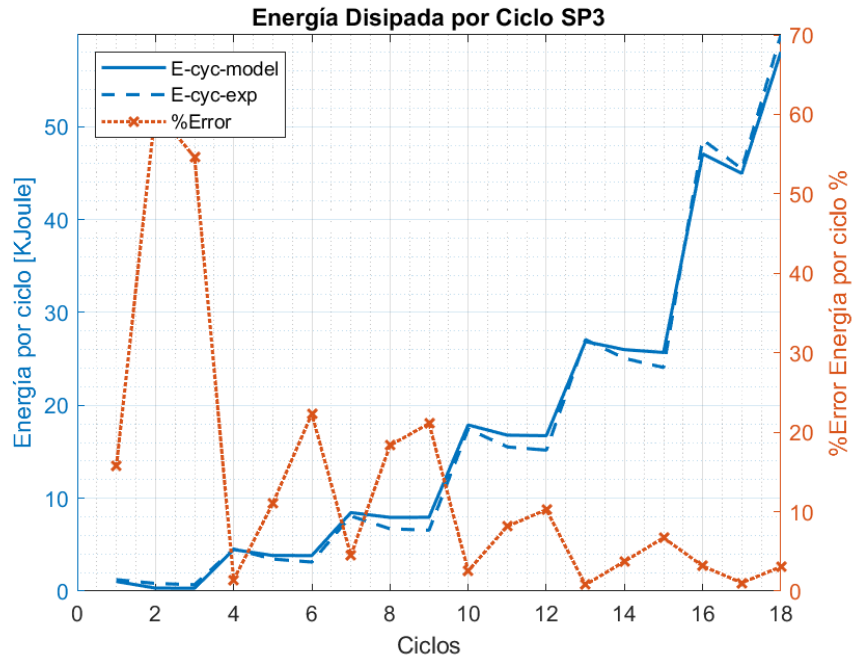


Fig. 117. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

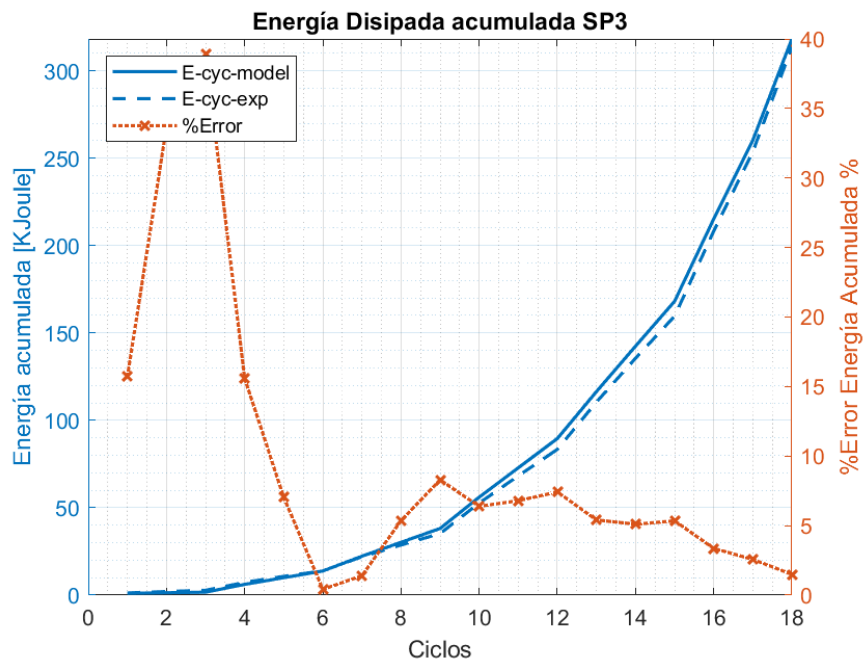


Fig. 118. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

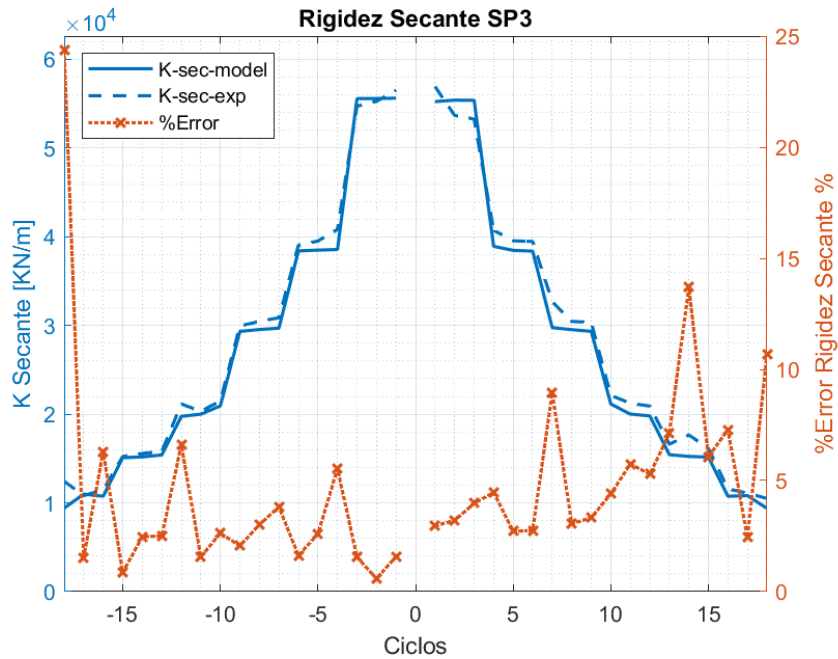


Fig. 119. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 3.

Especimen 4

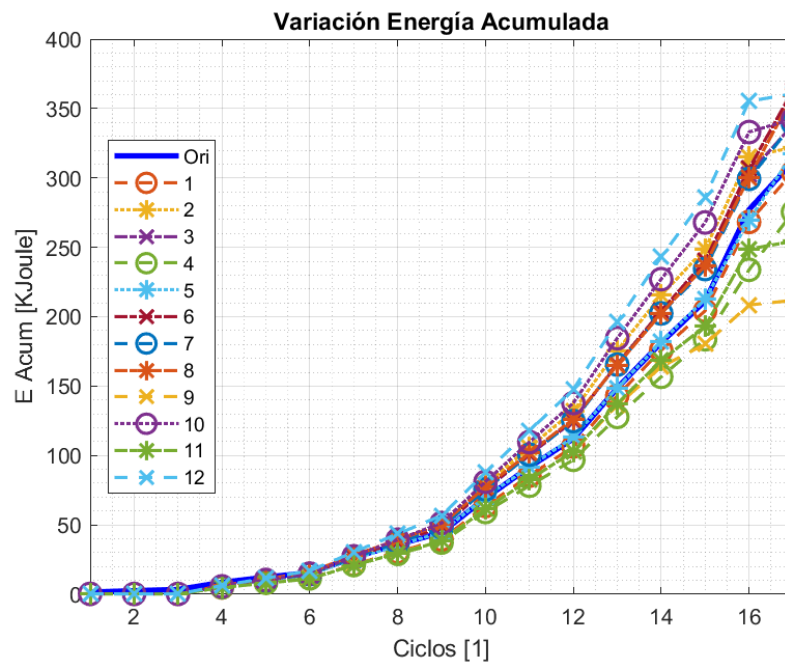


Fig. 120. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

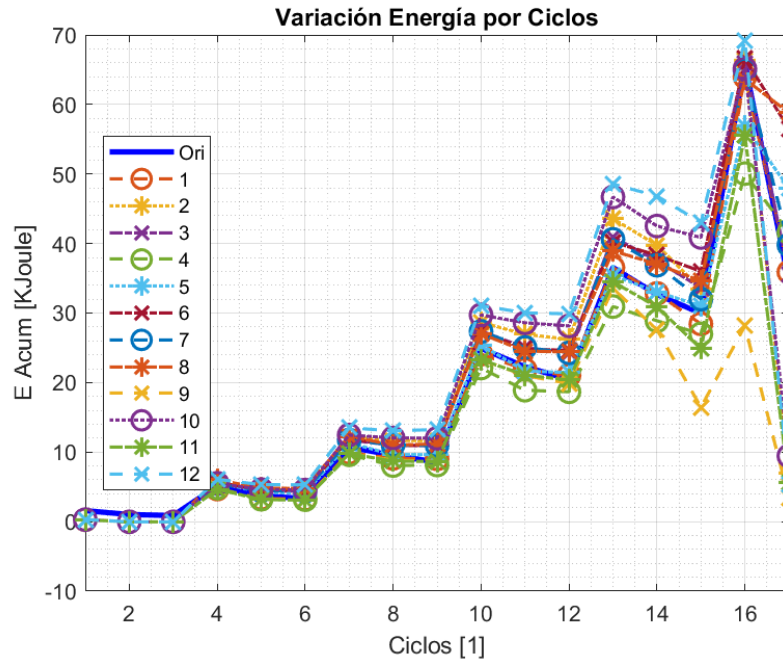


Fig. 121. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

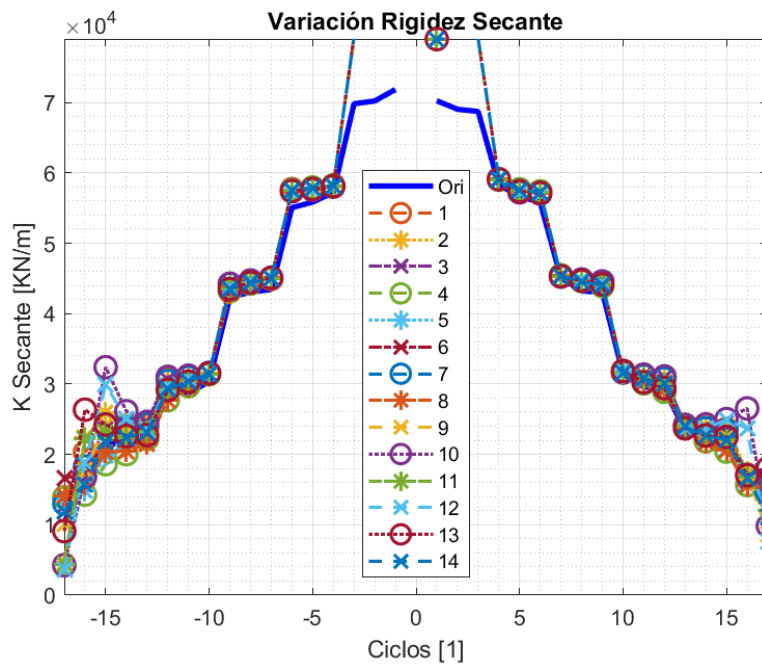


Fig. 122. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

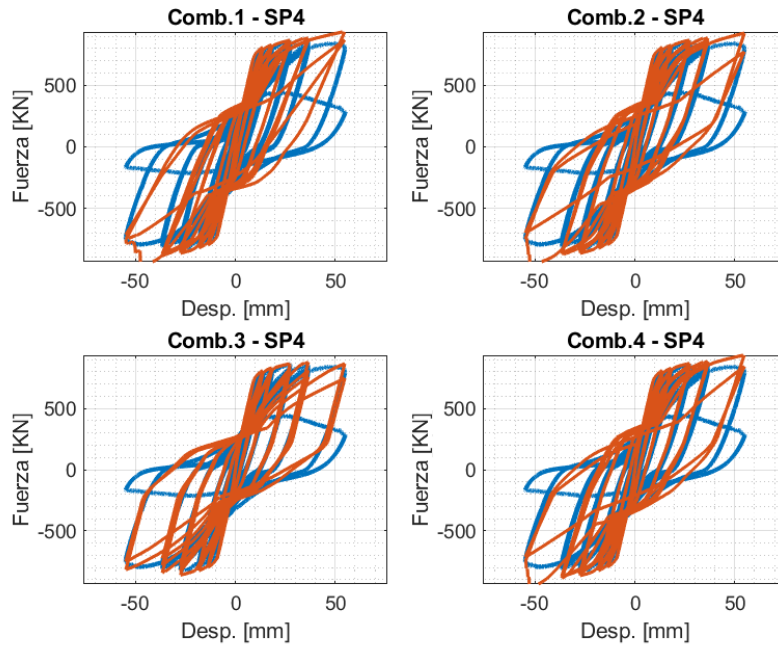


Fig. 123. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

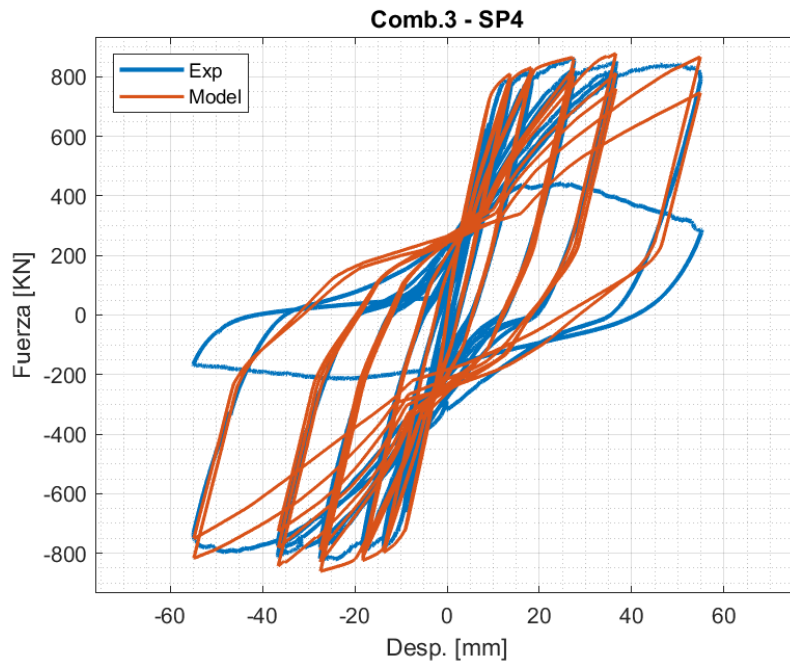


Fig. 124. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

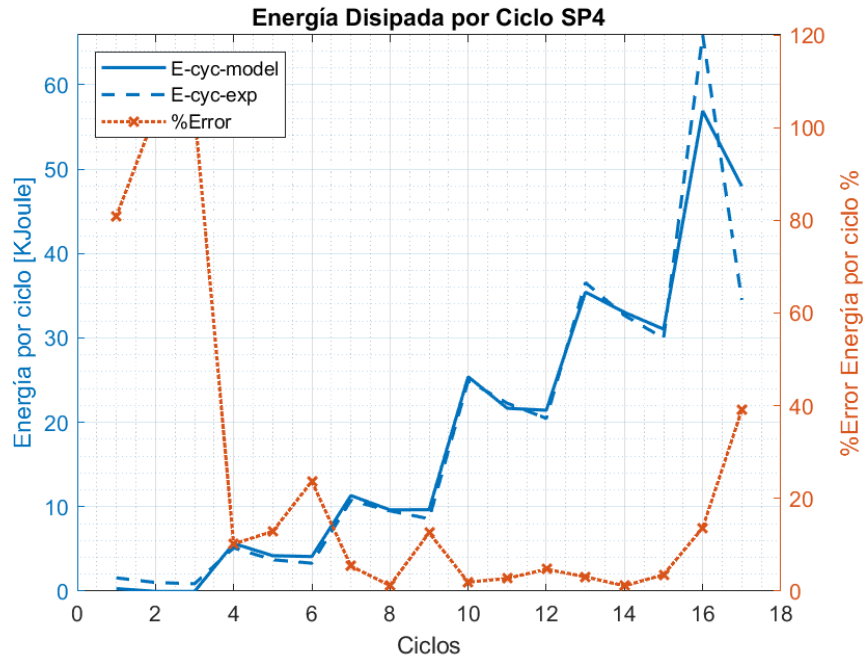


Fig. 125. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

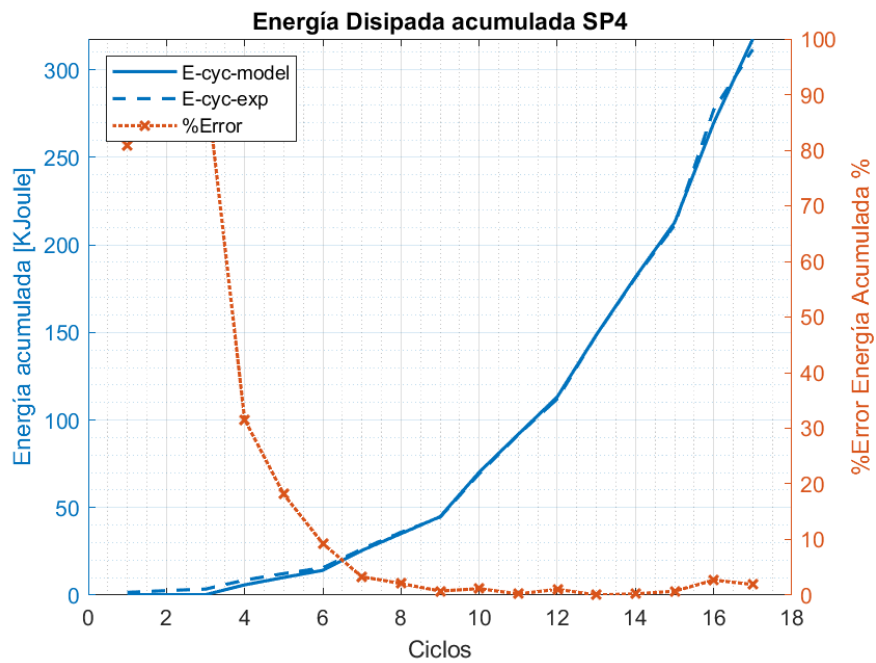


Fig. 126. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

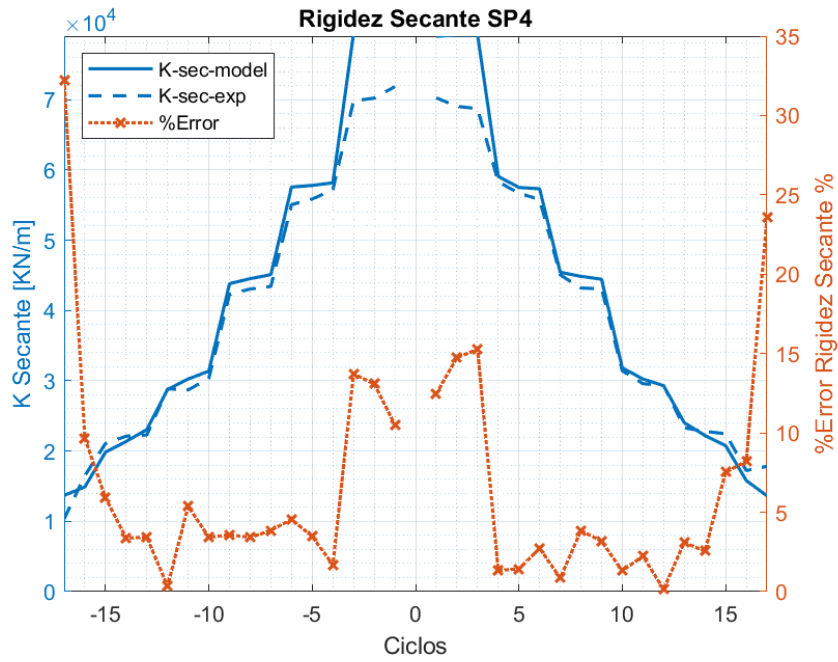


Fig. 127. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 4.

Especimen 5

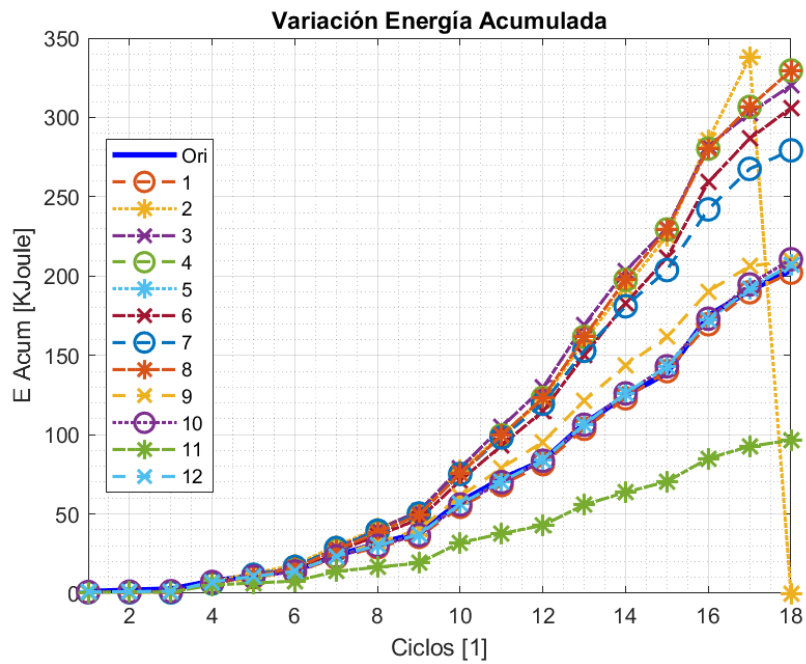


Fig. 128. Variación de energía disipada acumulada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

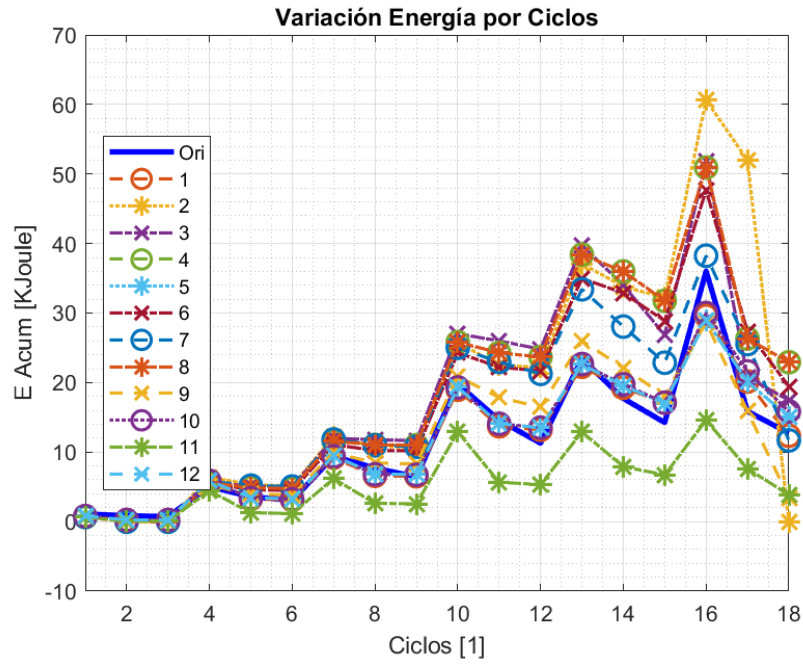


Fig. 129. Variación de energía disipada por ciclo para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

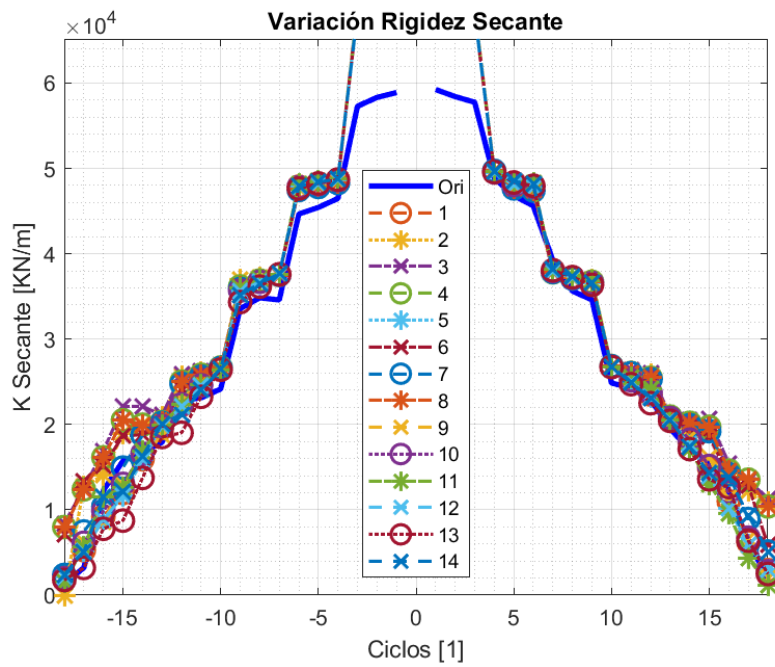


Fig. 130. Variación rigidez secante para índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

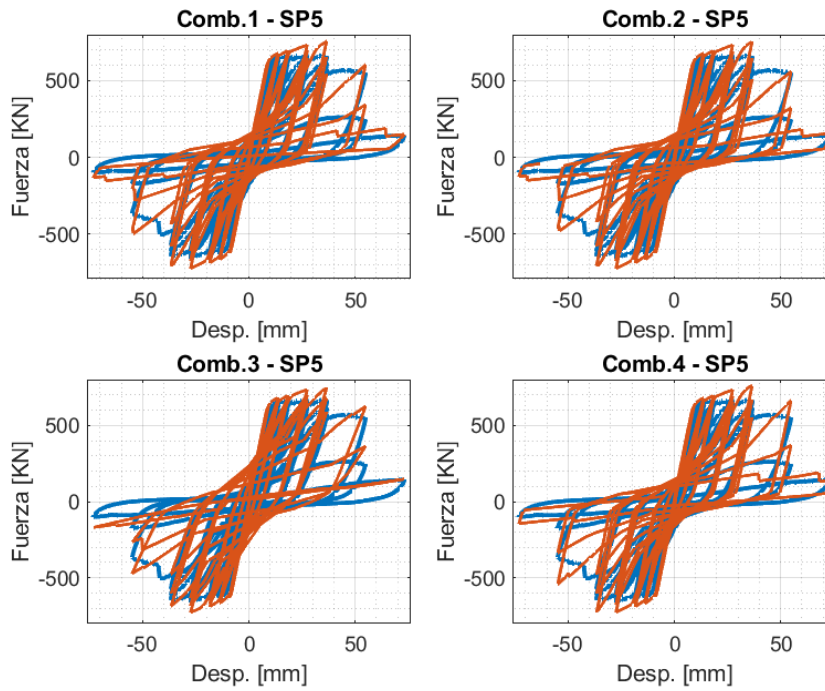


Fig. 131. Curvas Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejores ajustes de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

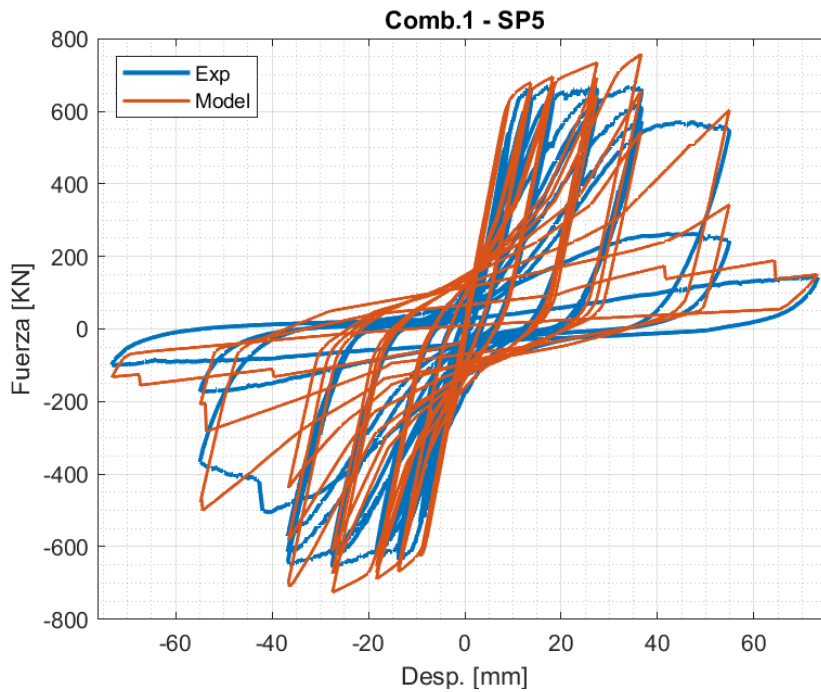


Fig. 132. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

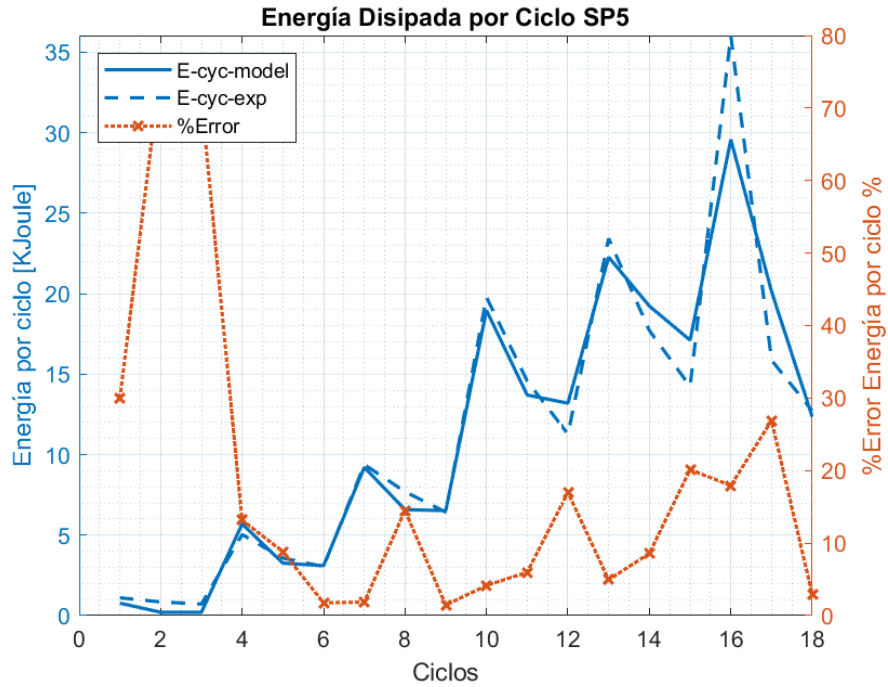


Fig. 133. Energía disipada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

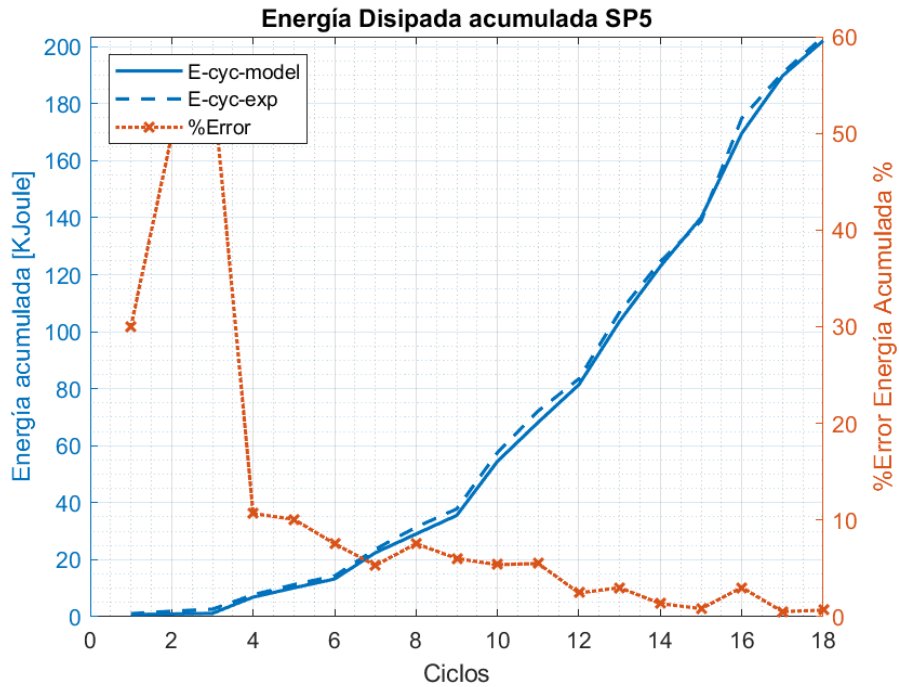


Fig. 134. Energía disipada acumulada por ciclo para mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

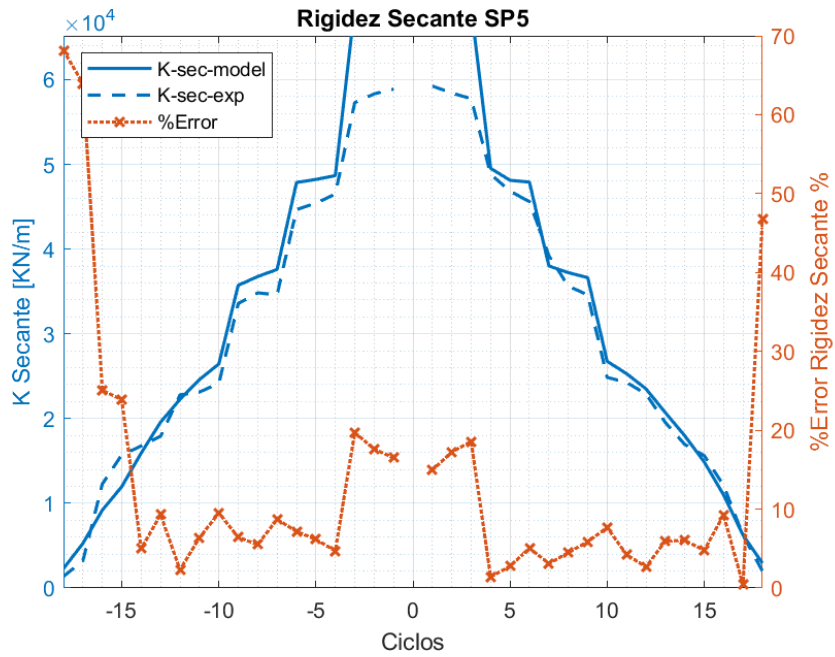


Fig. 135. Rigidez secante por ciclo del mejor ajuste de índices de prueba, método de búsqueda exhaustiva, Especimen 5.

Ajuste Promedio Búsqueda Exhaustiva

Espécimen 1

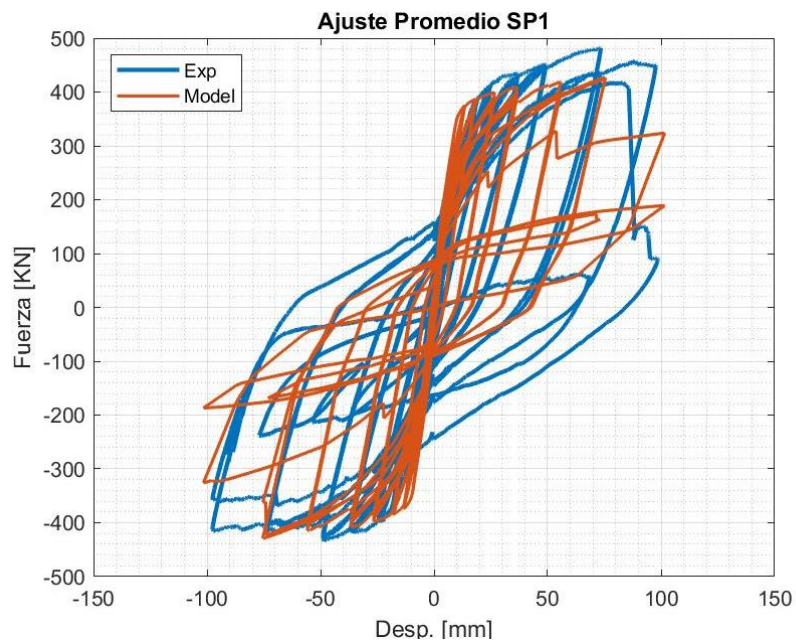


Fig. 136. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 1.

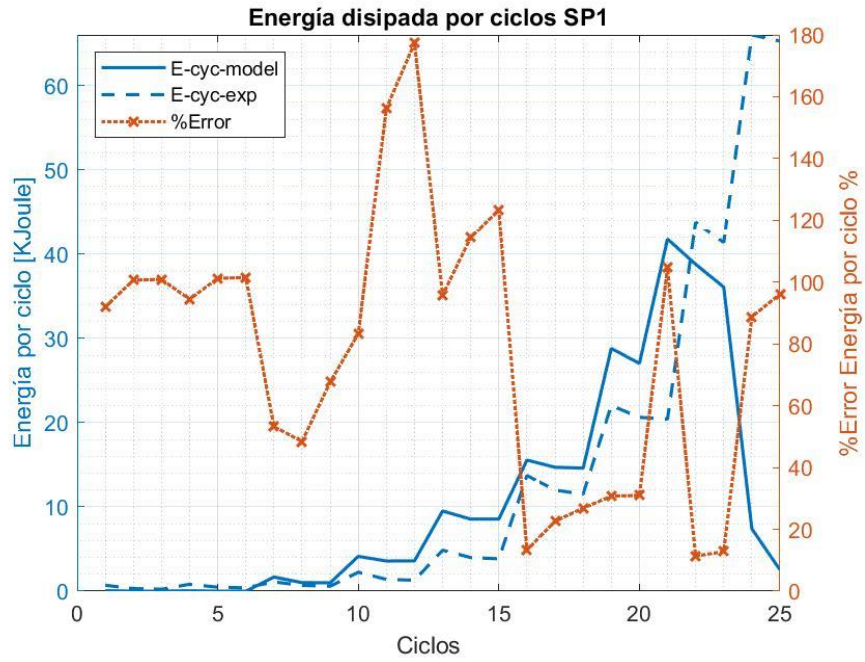


Fig. 137. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 1.

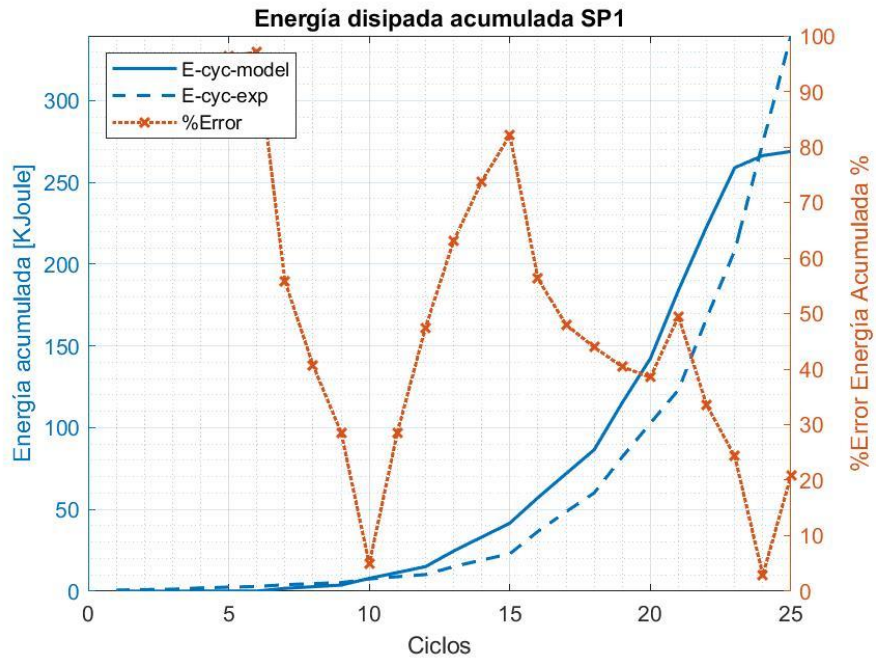


Fig. 138. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 1.

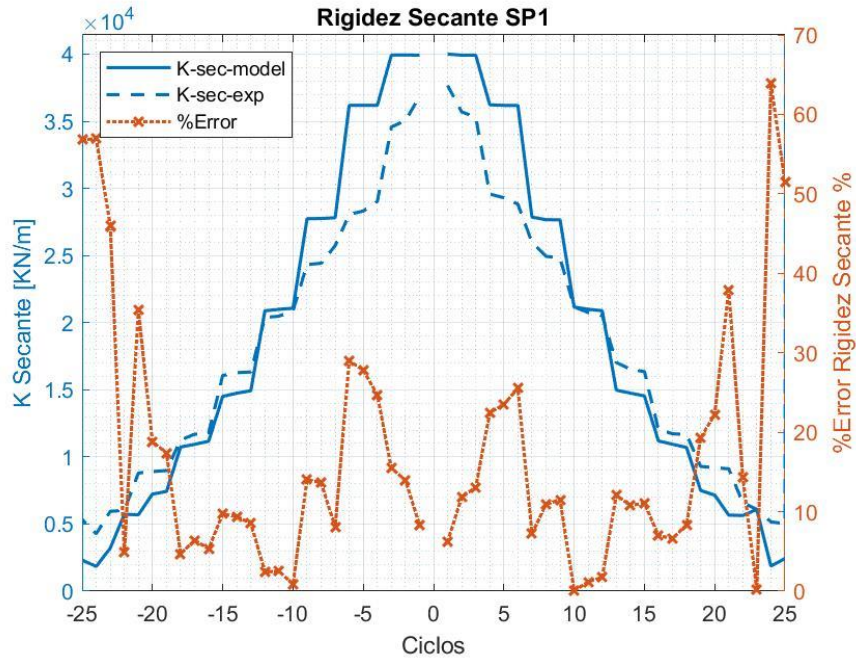


Fig. 139. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 1.

Especimen 2

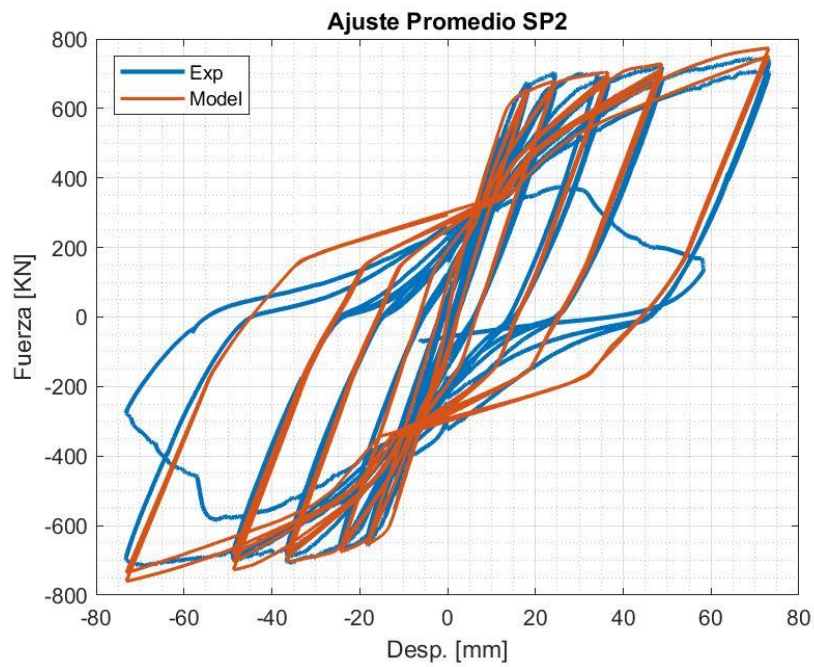


Fig. 140. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 2.

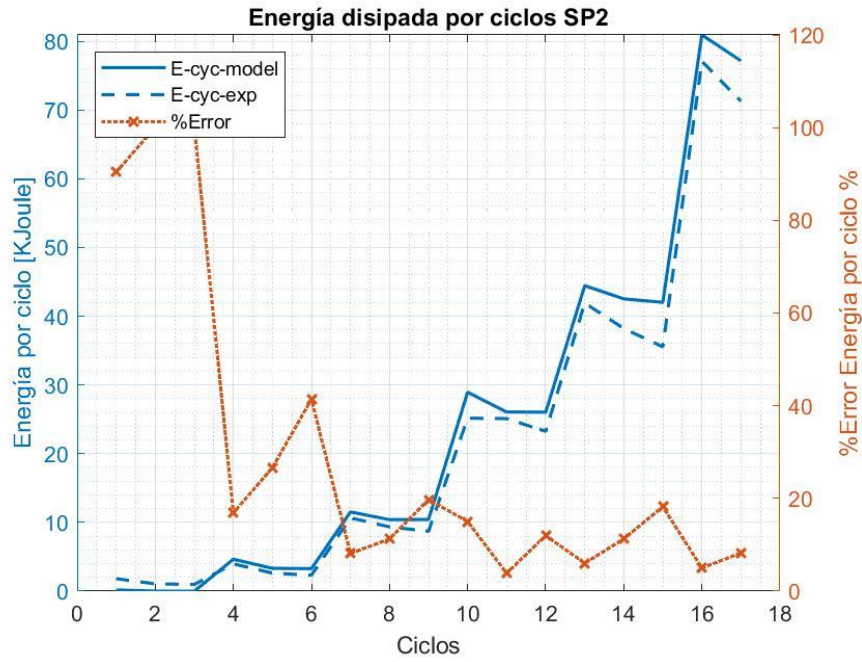


Fig. 141. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 2.

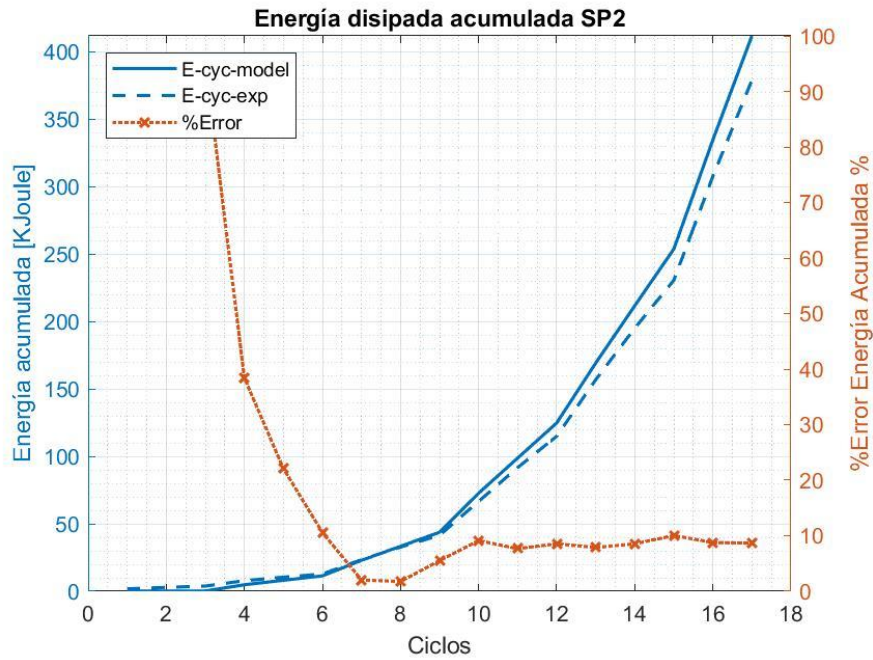


Fig. 142. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 2.

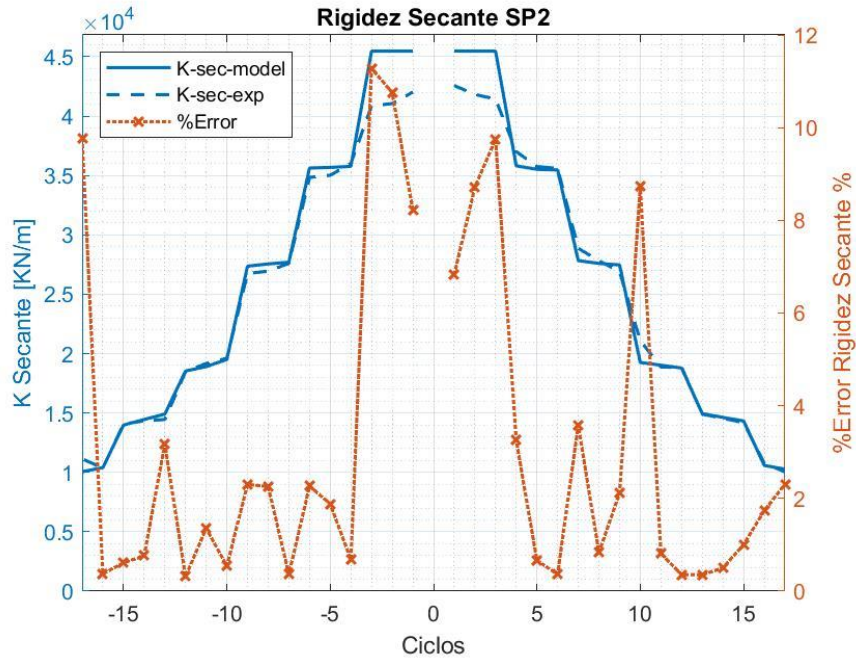


Fig. 143. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 2.

Especimen 3

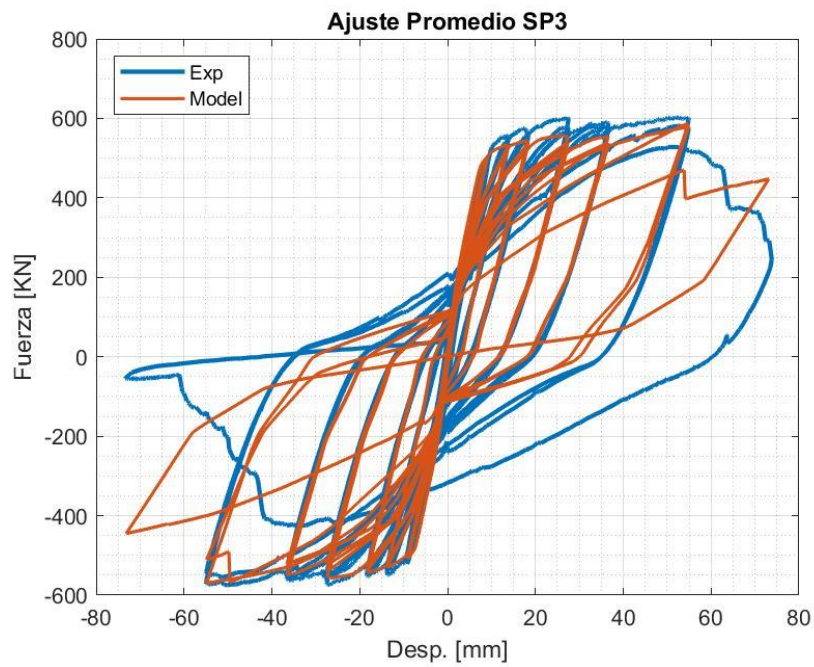


Fig. 144. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 3.

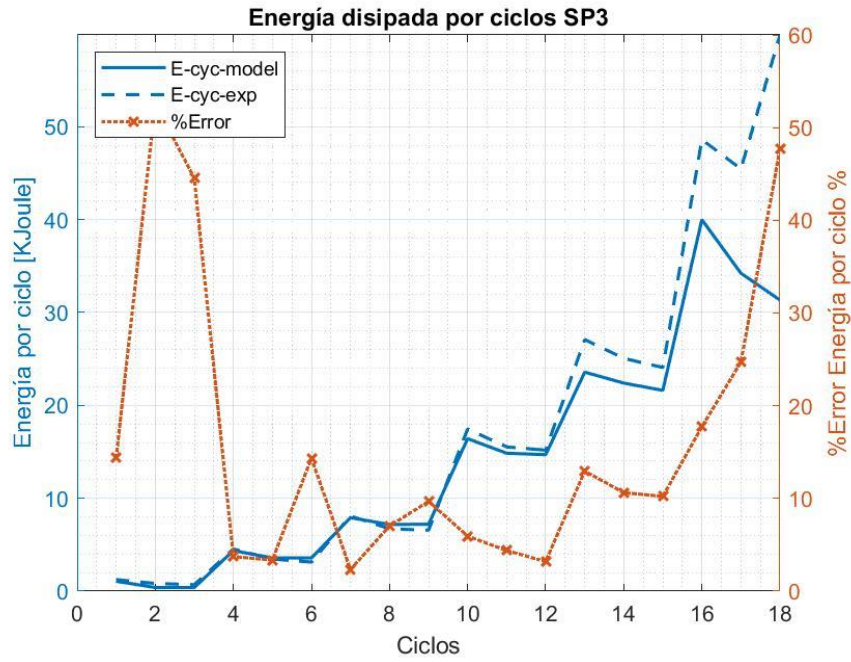


Fig. 145. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 3.

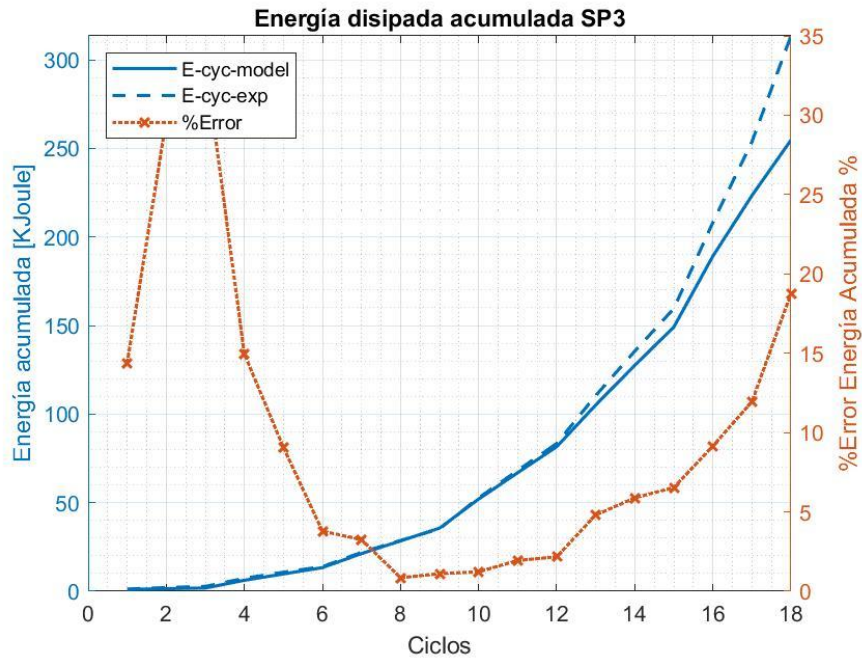


Fig. 146. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 3.

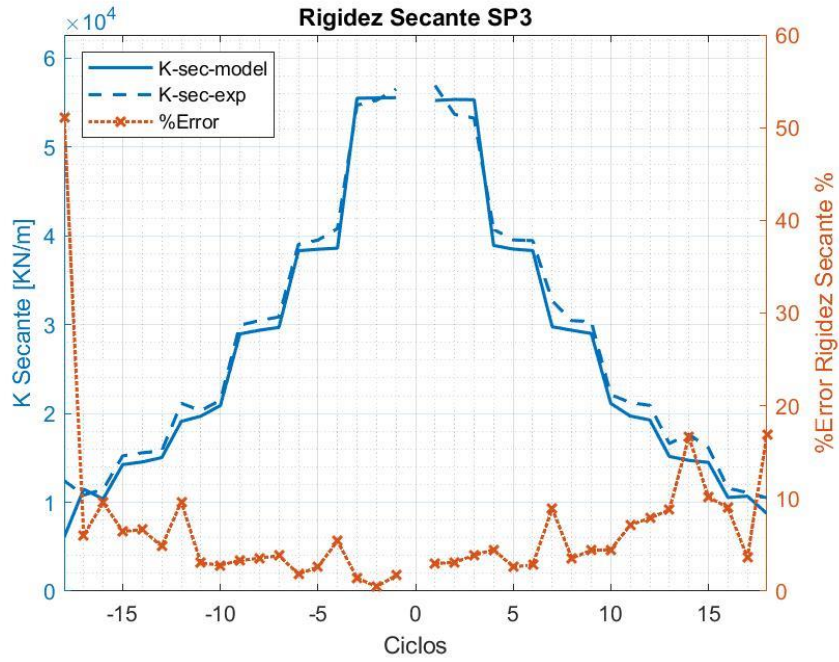


Fig. 147. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 3.

Espécimen 4

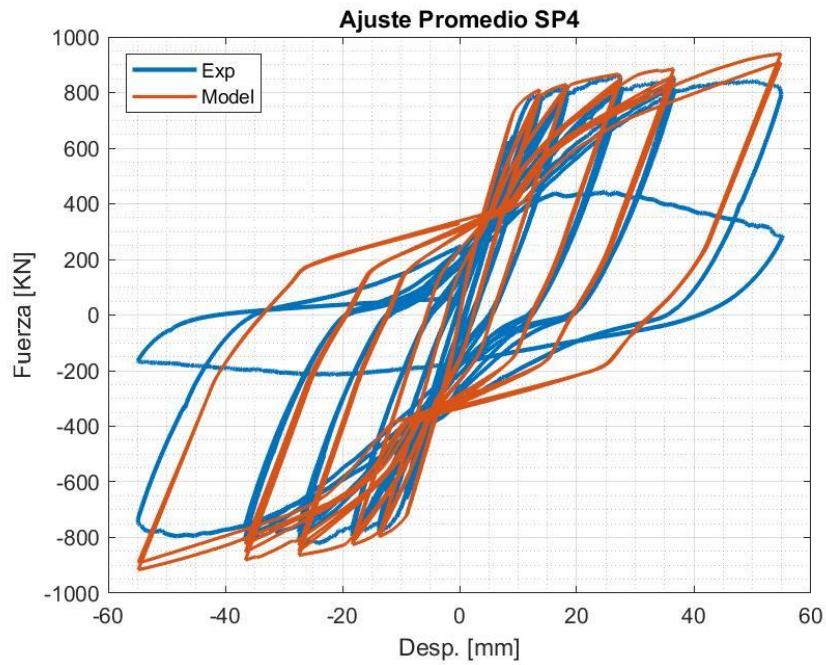


Fig. 148. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 4.

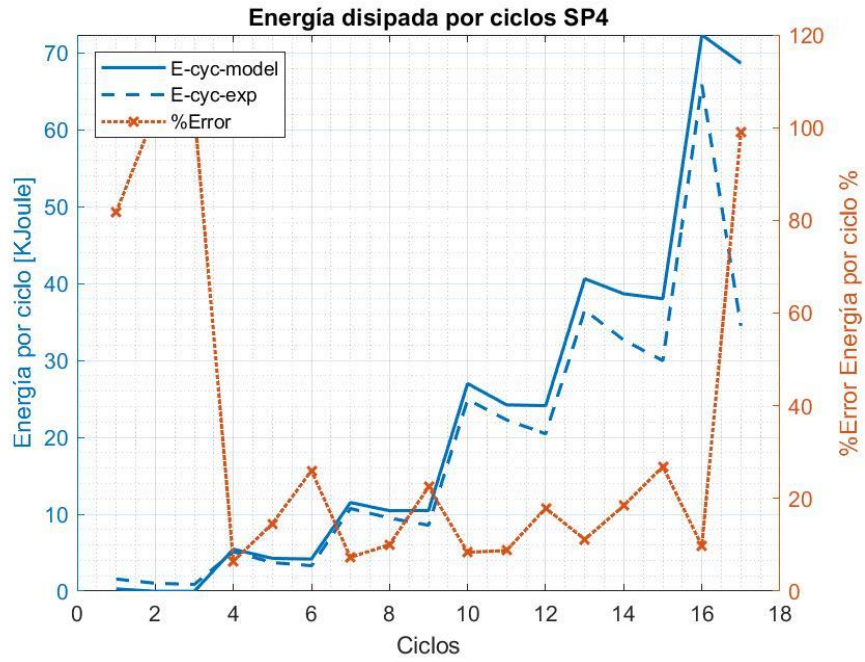


Fig. 149. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 4.

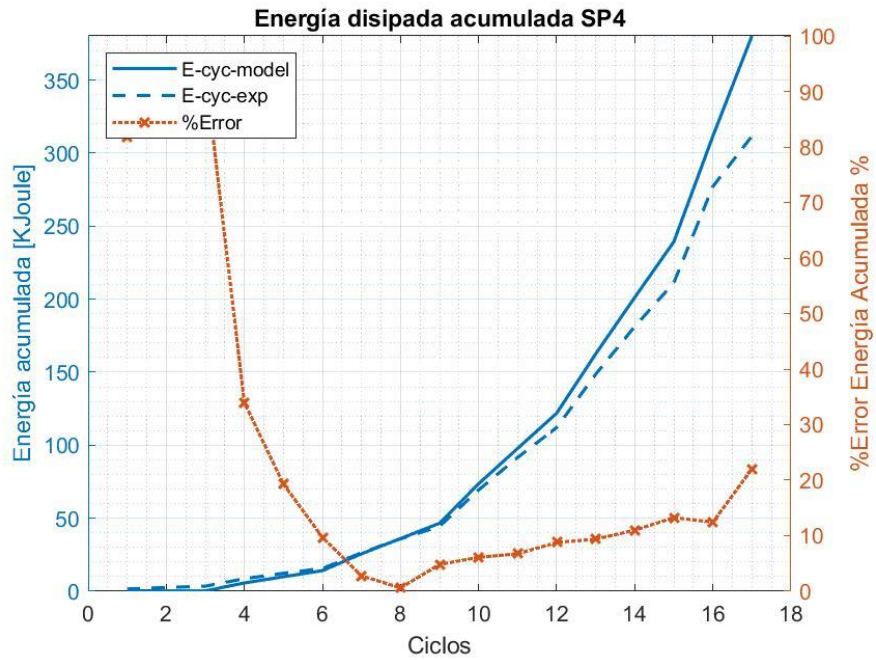


Fig. 150. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 4.

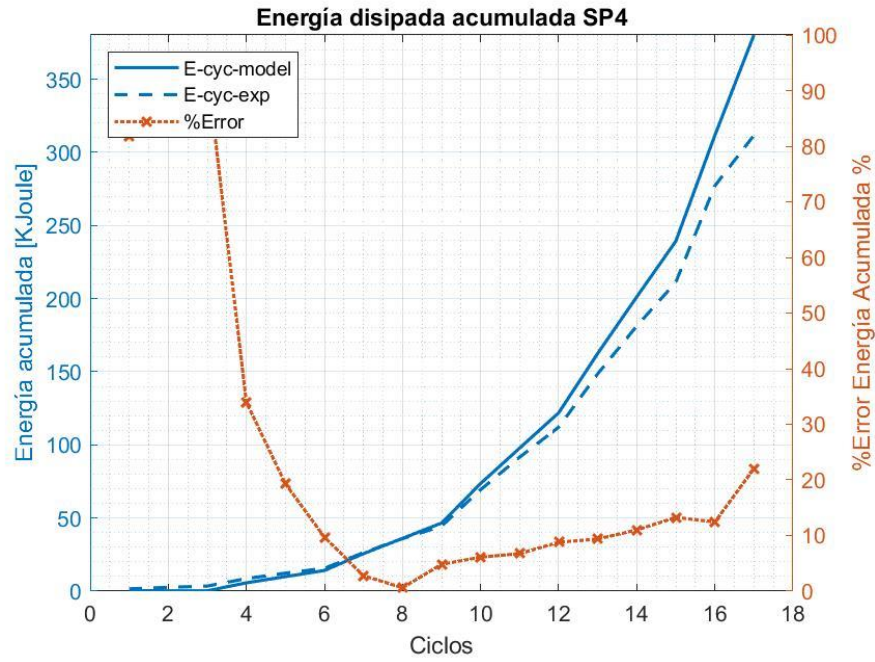


Fig. 151. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 4.

Espécimen 5

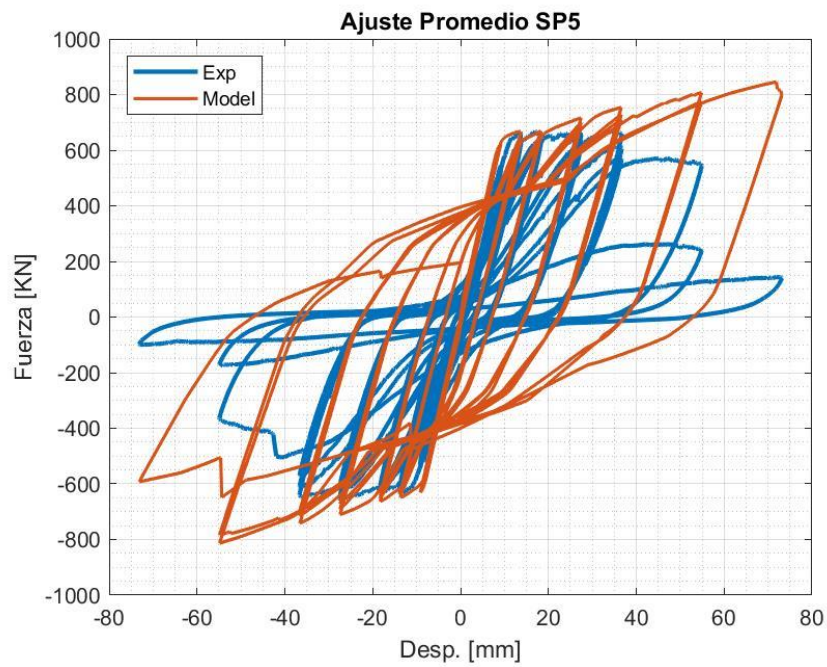


Fig. 152. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral de ajuste promedio, Especimen 5.

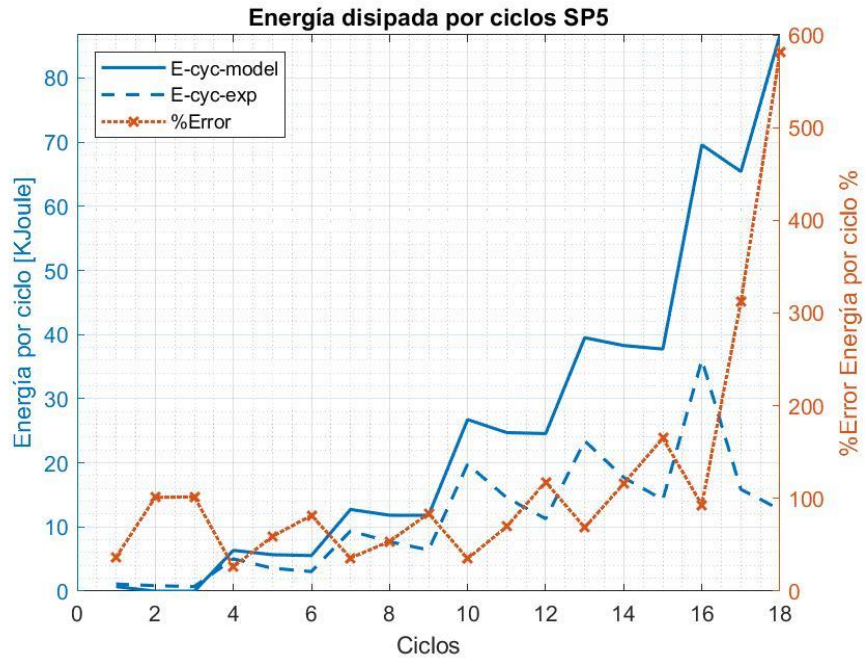


Fig. 153. Energía disipada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 5.

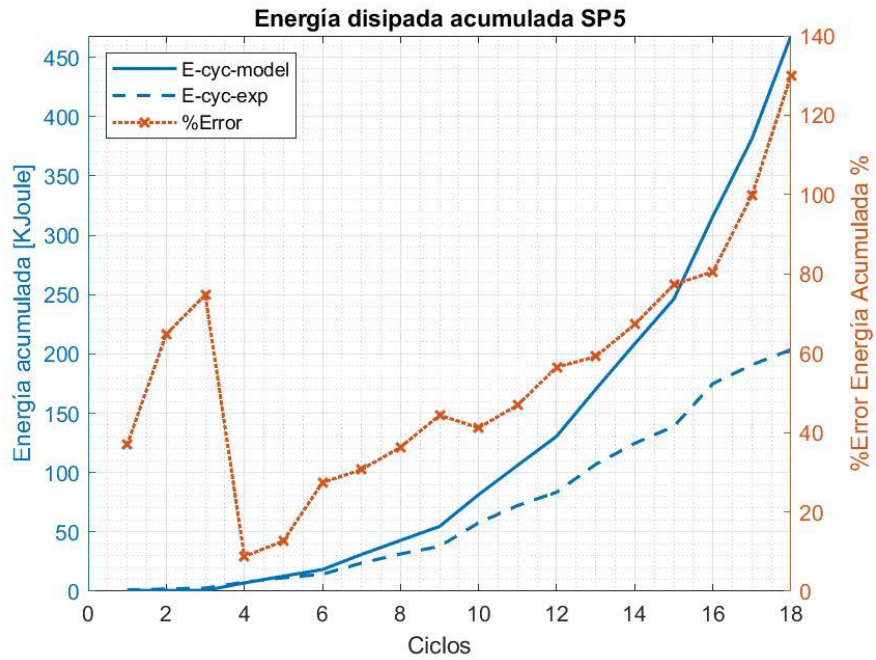


Fig. 154. Energía disipada acumulada por ciclo de ajuste promedio, Especimen 5.

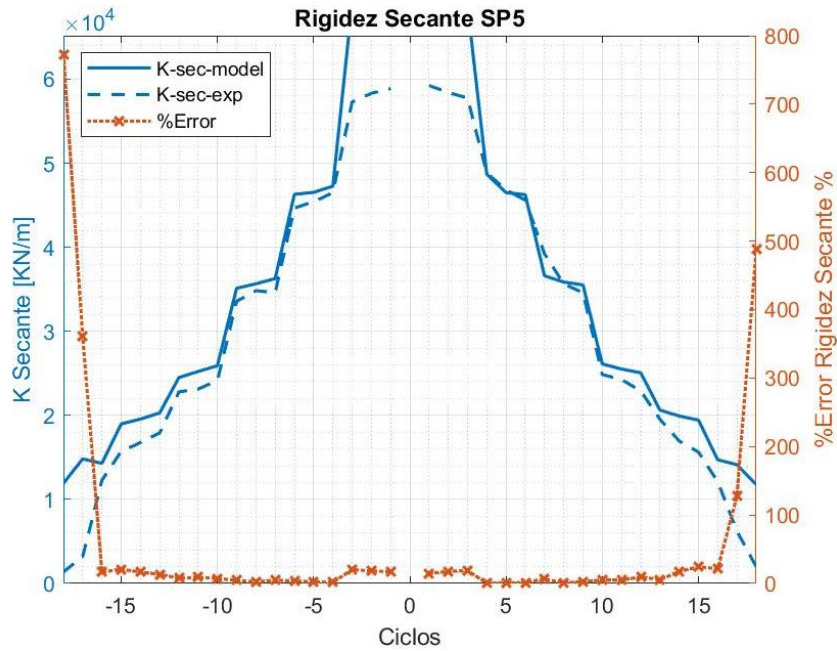


Fig. 155. Rigidez secante por ciclo de ajuste promedio, Especimen 5.

Ajuste por Minoración de Función – Optimización

Especimen 1

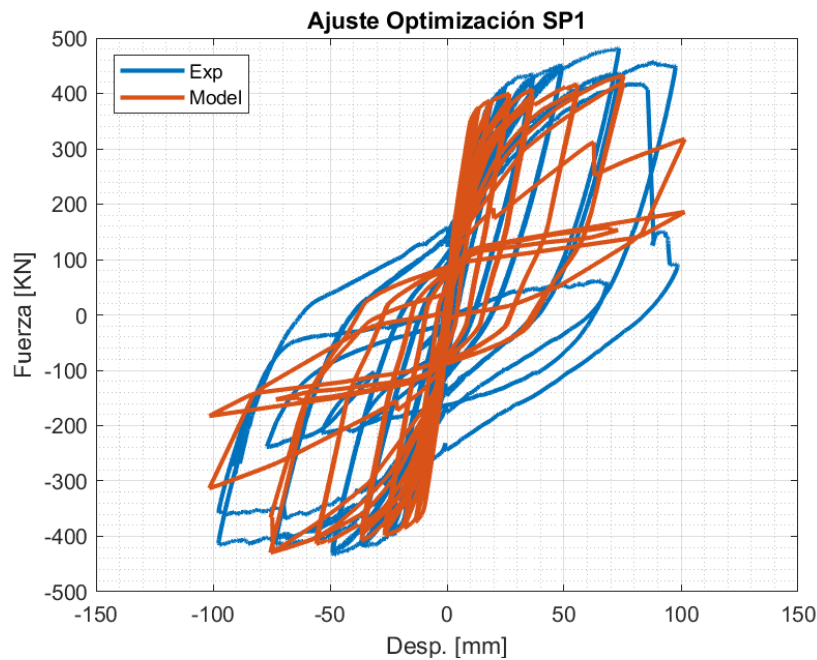


Fig. 156. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 1.

Especimen 2

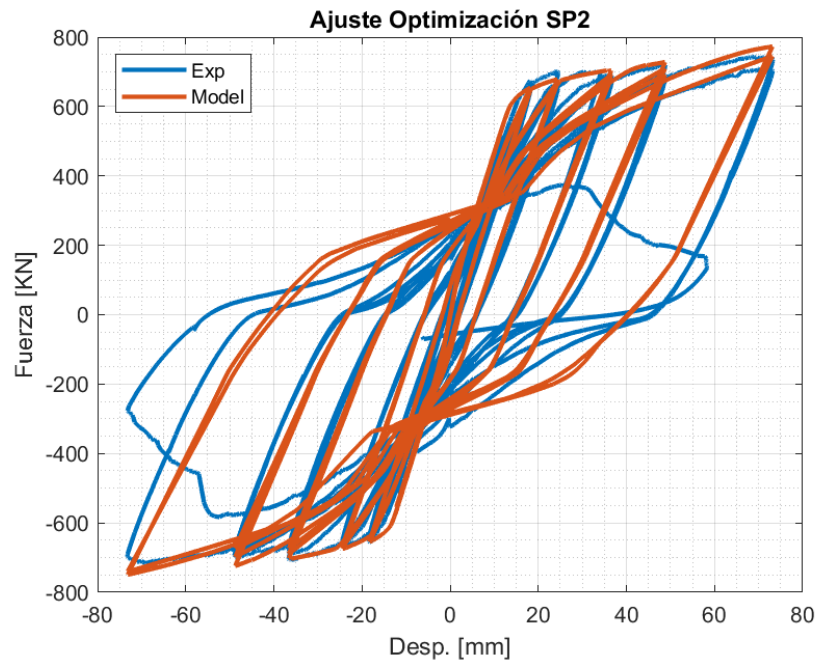


Fig. 157. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 2.

Especimen 3

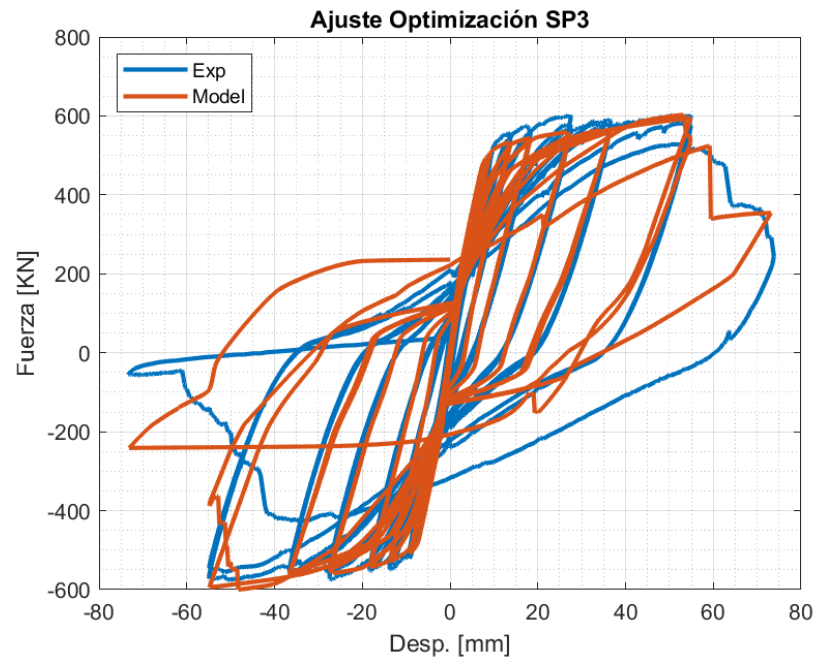


Fig. 158. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 3.

Espécimen 4

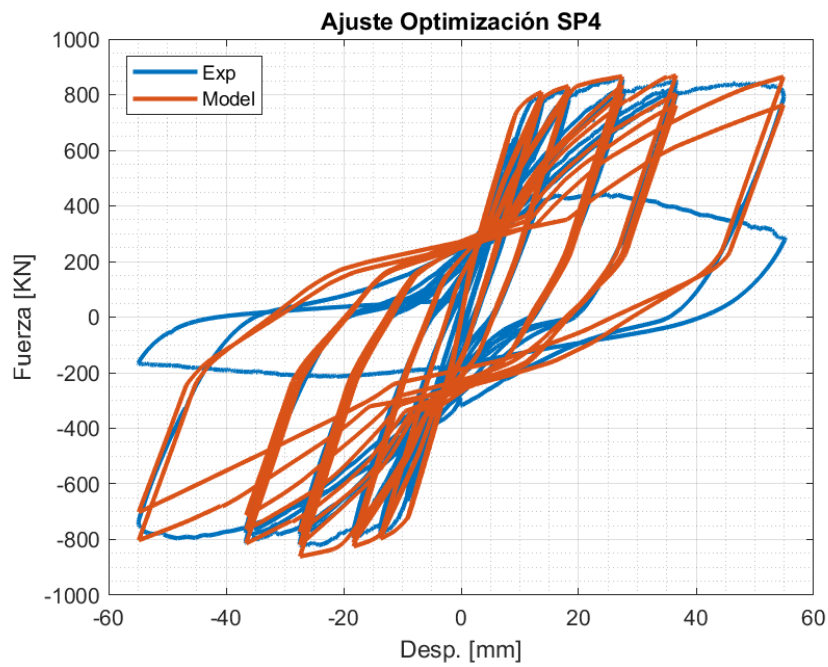


Fig. 159. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 4.

Espécimen 5

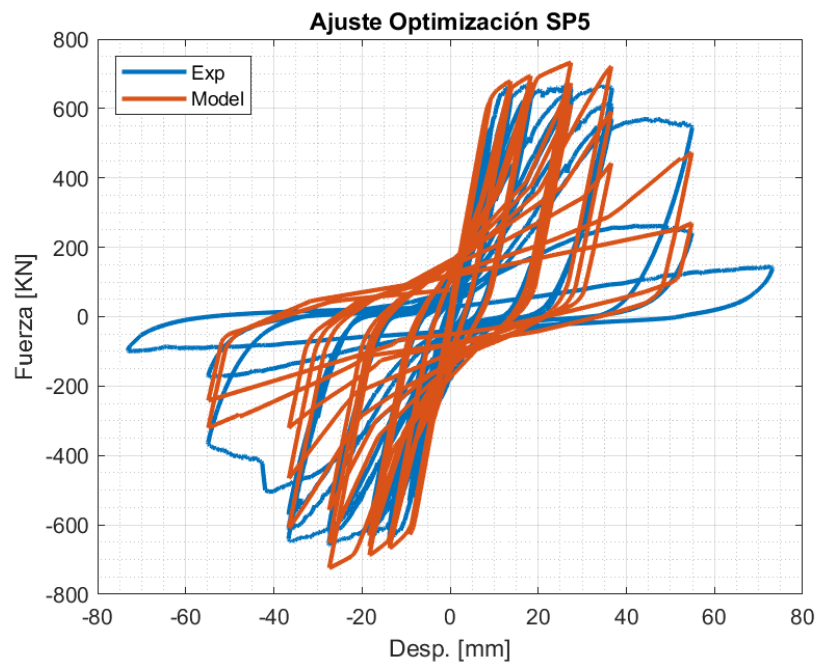


Fig. 160. Curva Fuerza Lateral vs Desplazamiento Lateral, Método Optimización, Especimen 5.

ANEXO B – GRÁFICOS CURVAS I.D.A.

En este anexo se presentan todos los gráficos de curvas IDA para cada parámetro medido.

Muro Piso 6 con Degradación

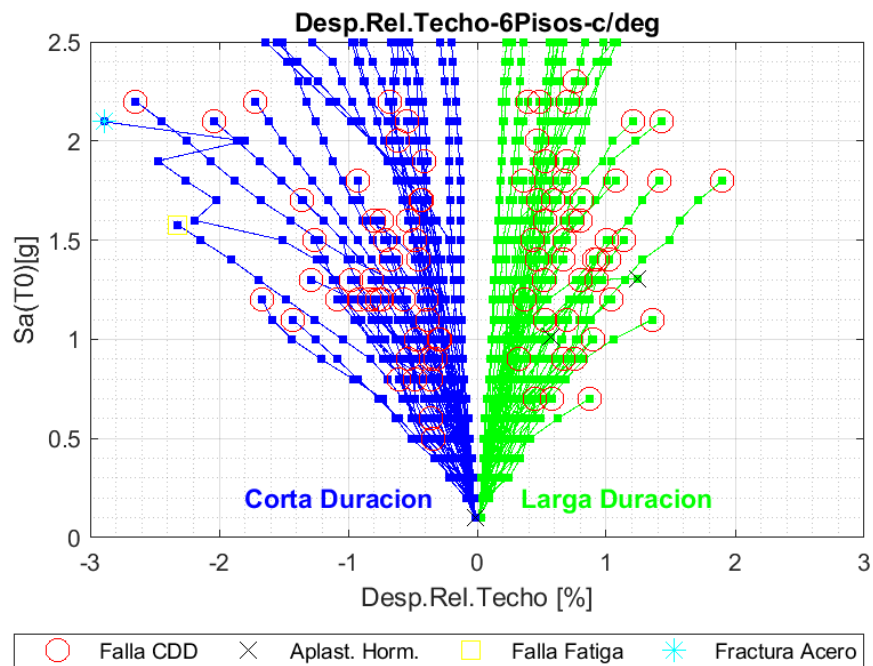


Fig. 161. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.

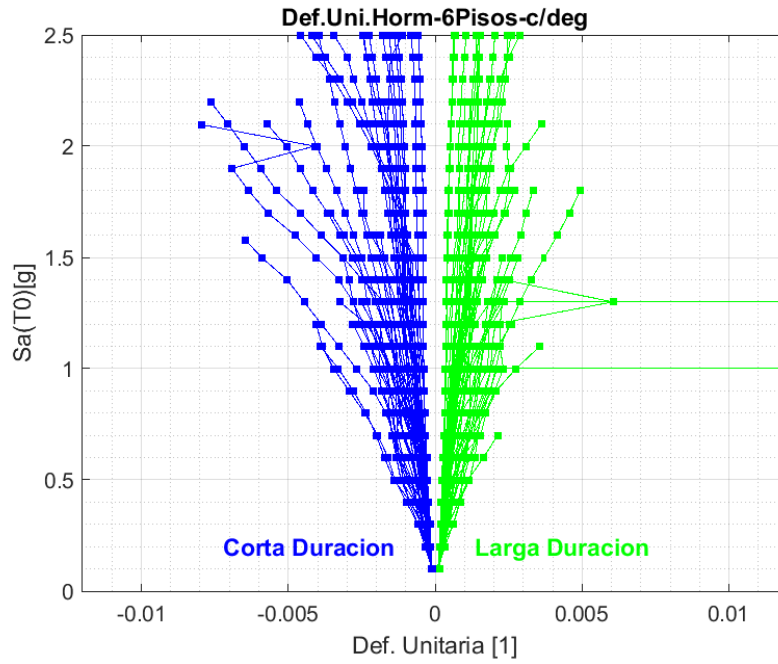


Fig. 162. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.

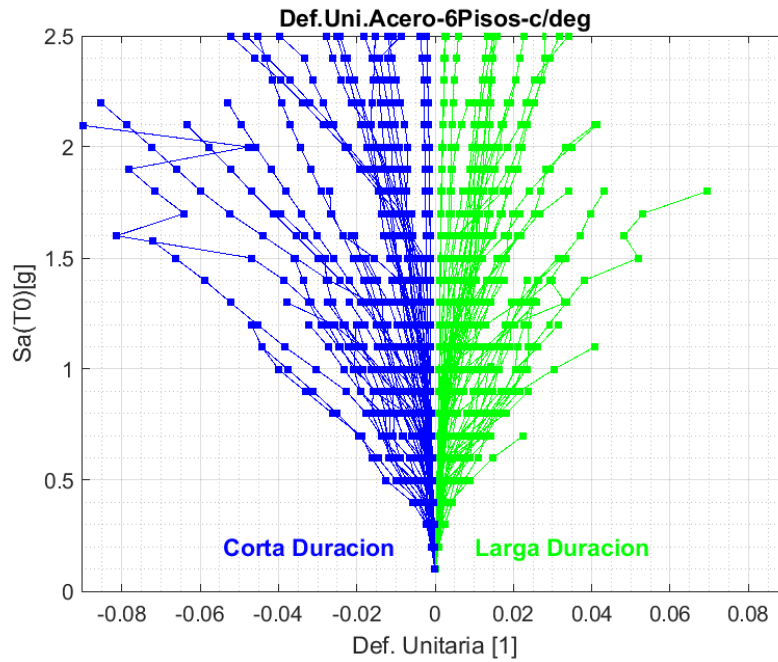


Fig. 163. Deformación Unitaria Acero, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.

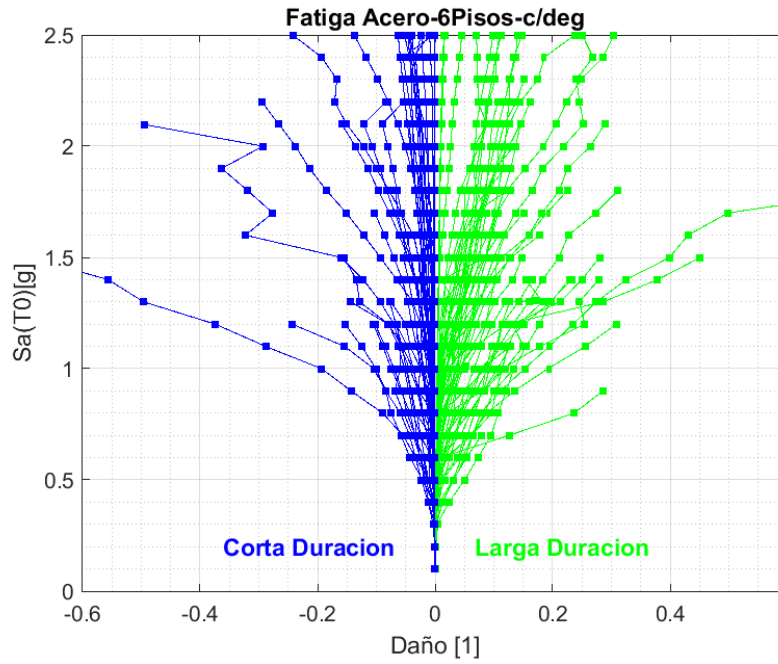


Fig. 164. Fatiga Acero, Muro 6 Pisos, modelo con degradación.

Muro Piso 6 sin Degradación

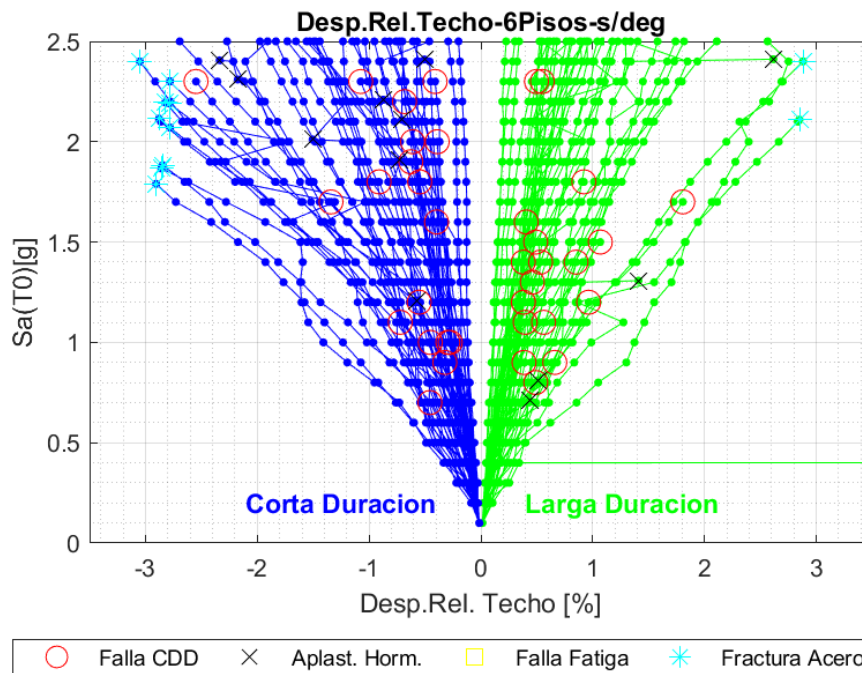


Fig. 165. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.

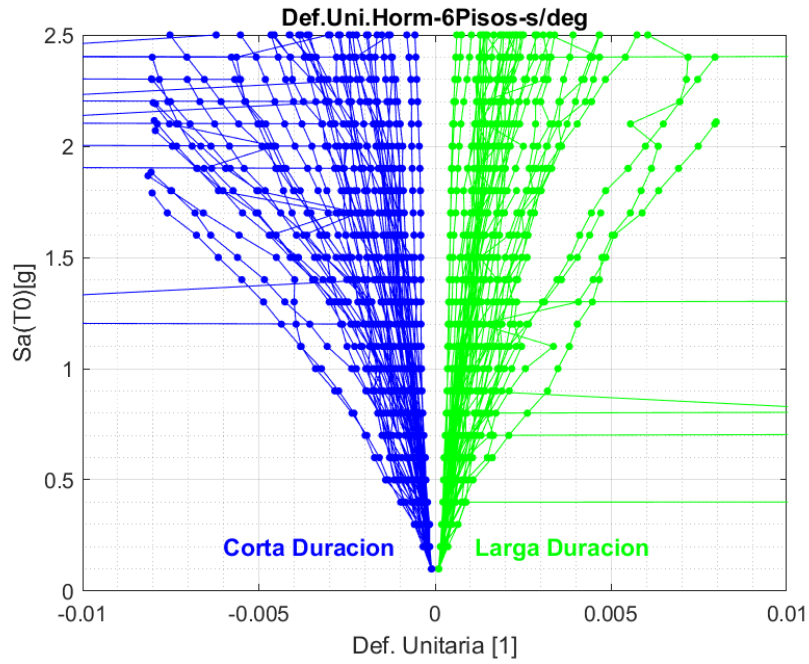


Fig. 166. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.

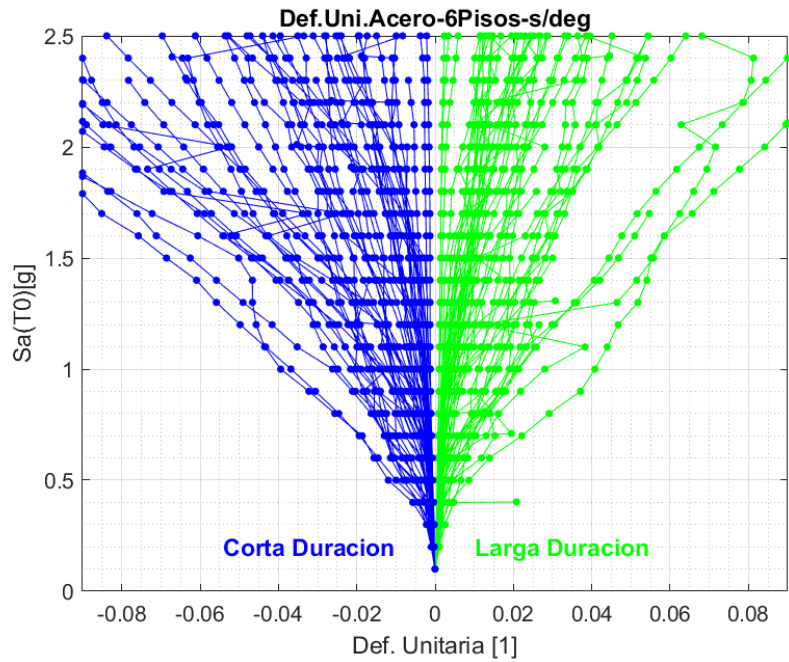


Fig. 167. Deformación Unitaria Acero, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.

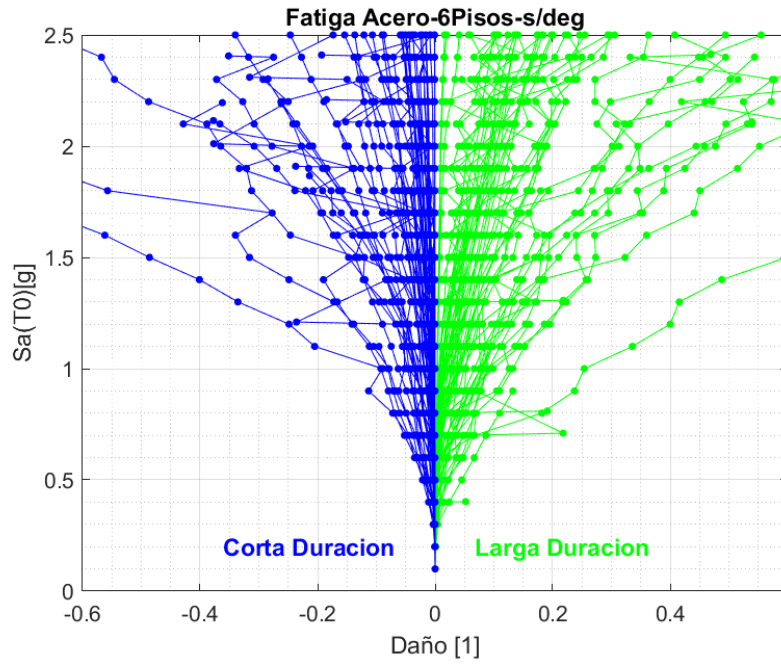


Fig. 168. Fatiga Acero, Muro 6 Pisos, modelo sin degradación.

Muro Piso 11 con Degradación

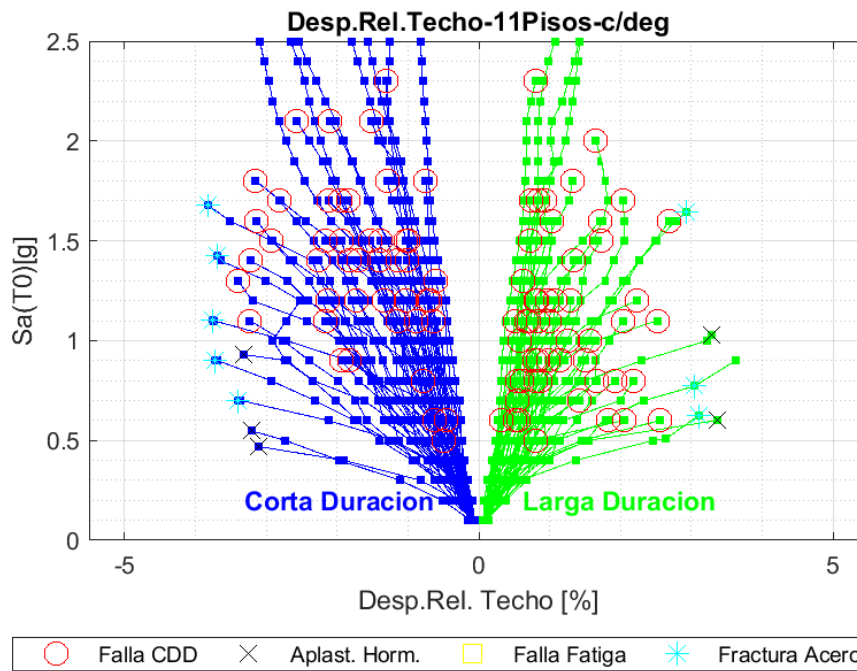


Fig. 169. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.

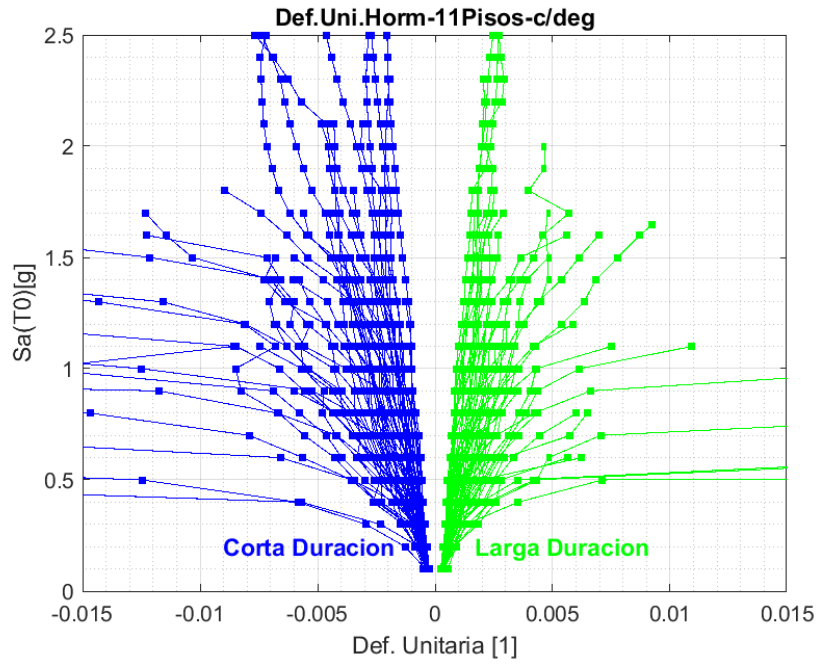


Fig. 170. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.

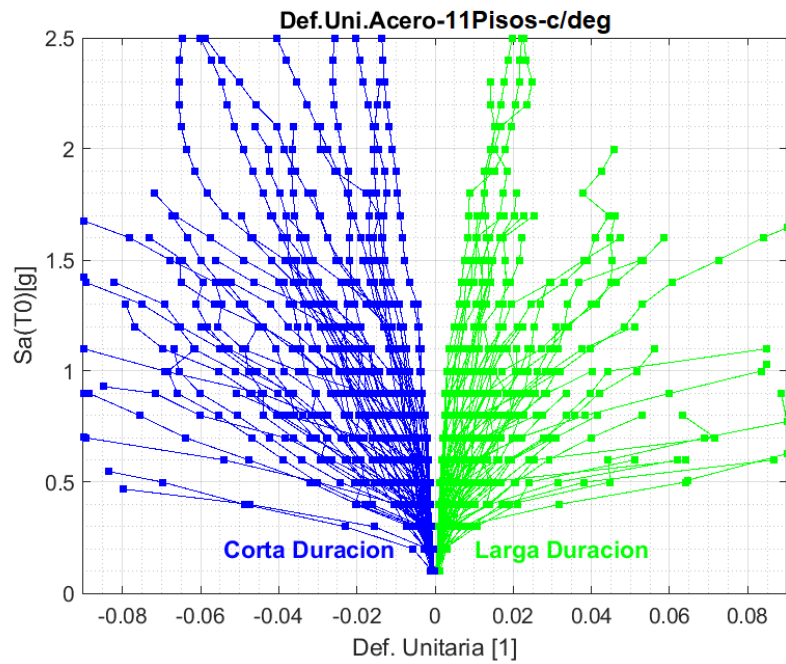


Fig. 171. Deformación Unitaria Acero, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.

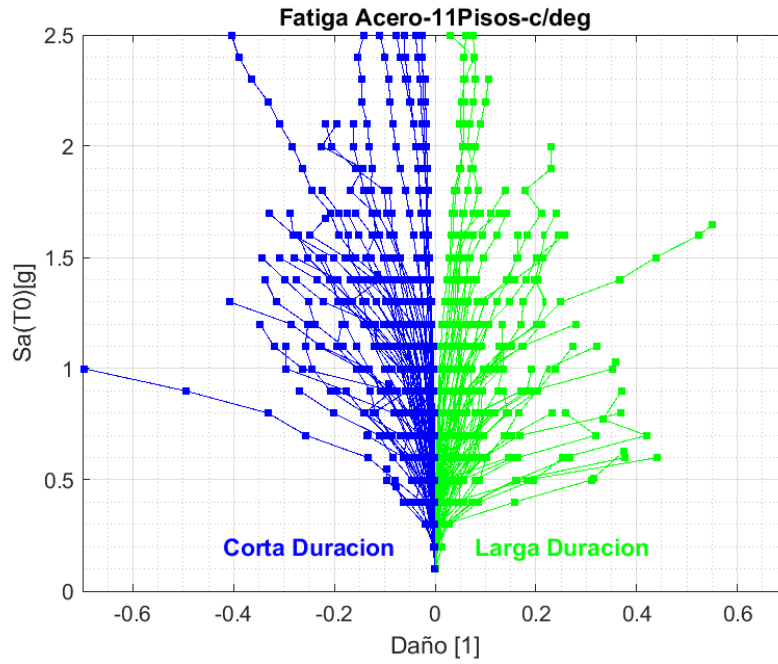


Fig. 172. Fatiga Acero, Muro 11 Pisos, modelo con degradación.

Muro Piso 11 sin Degradación

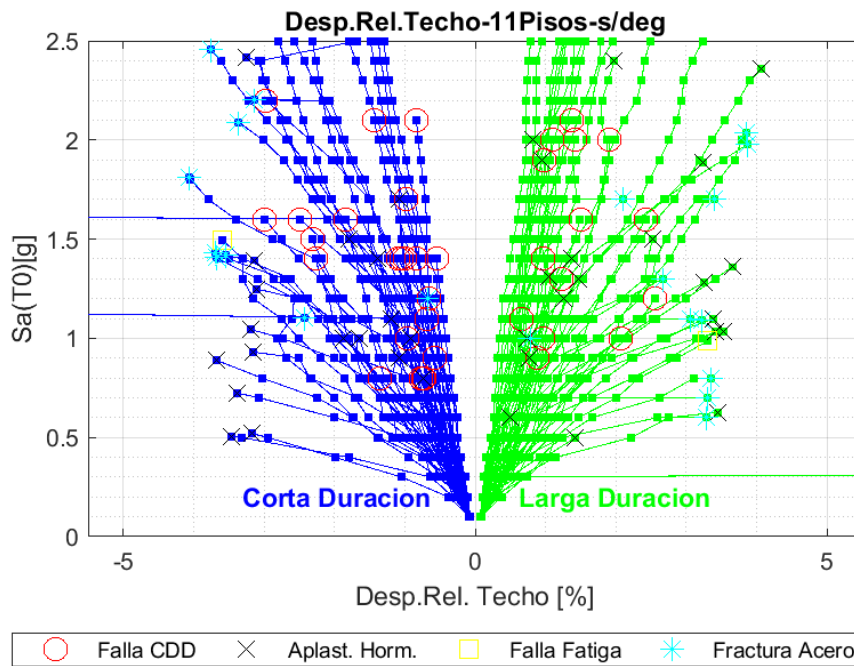


Fig. 173. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.

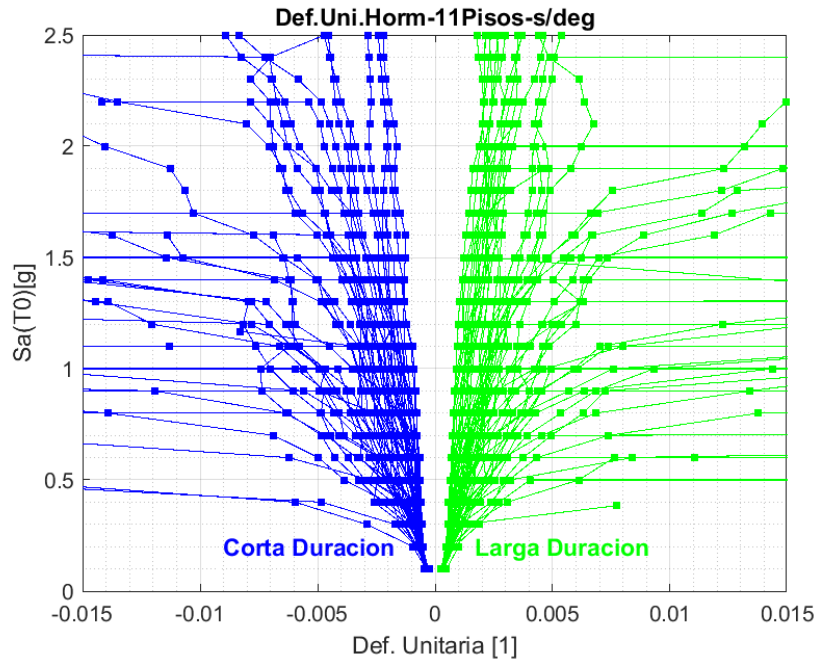


Fig. 174. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.

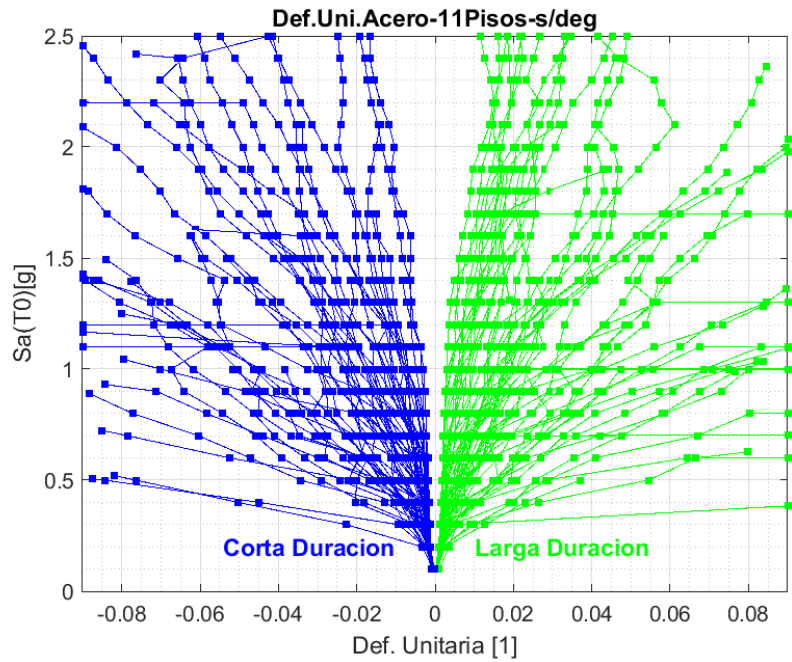


Fig. 175. Deformación Unitaria Acero, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.

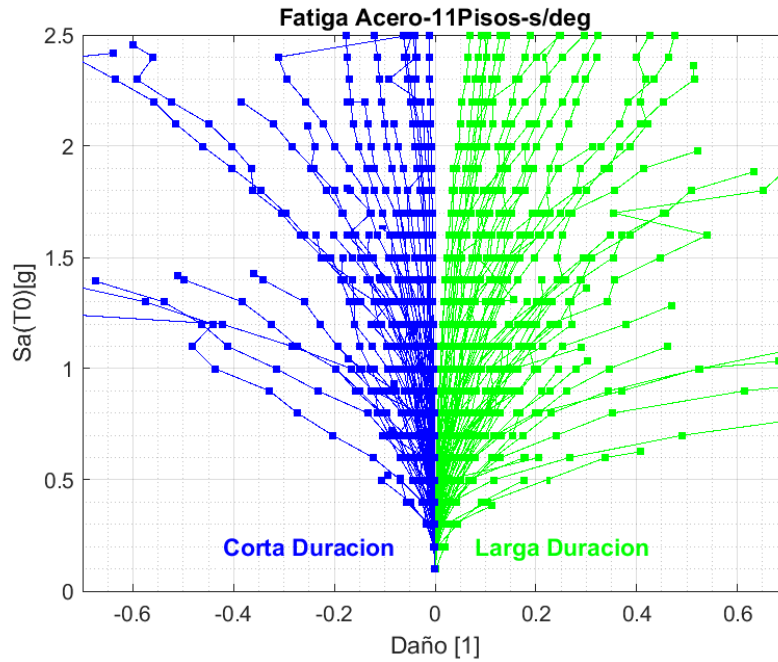


Fig. 176. Fatiga Acero, Muro 11 Pisos, modelo sin degradación.

Muro Piso 19 con Degradación

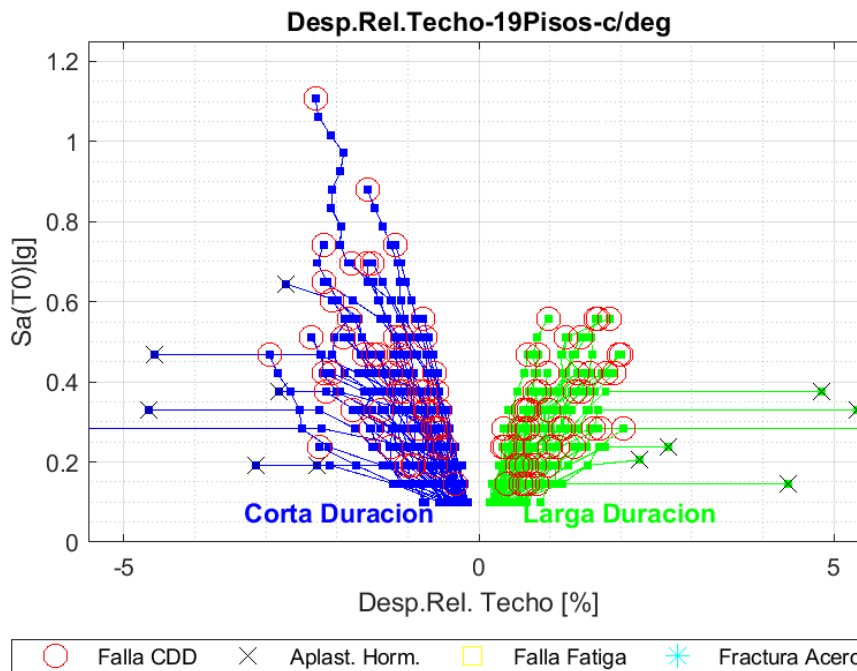


Fig. 177. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.

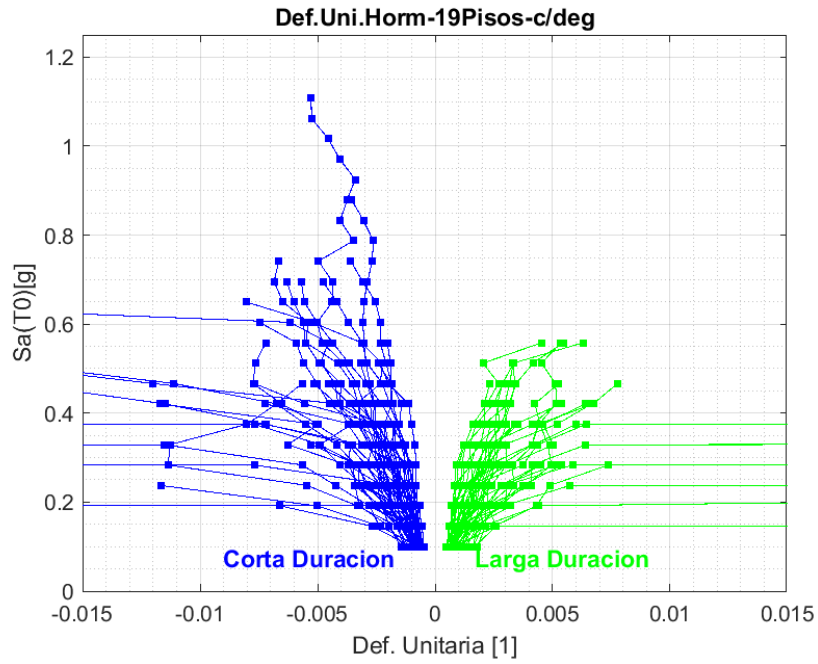


Fig. 178. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.

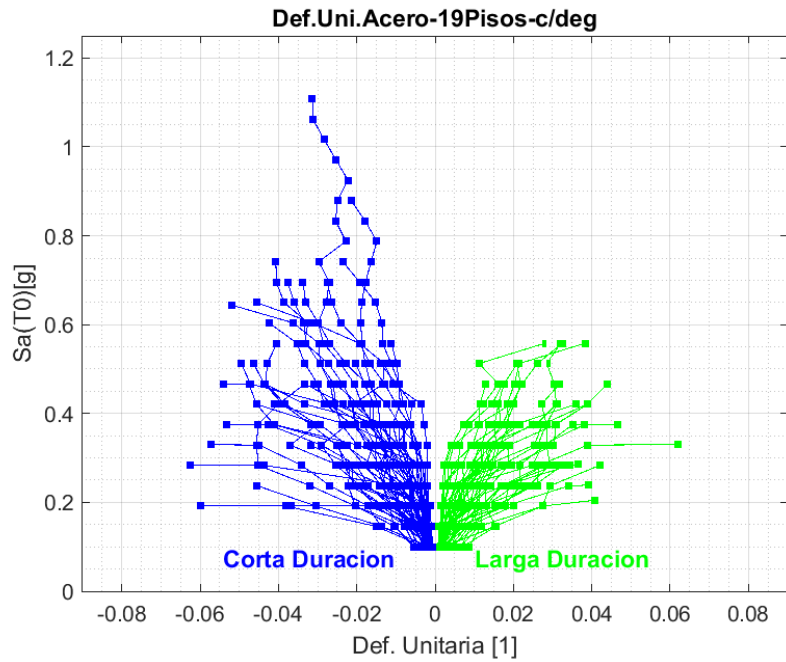


Fig. 179. Deformación Unitaria Acero, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.

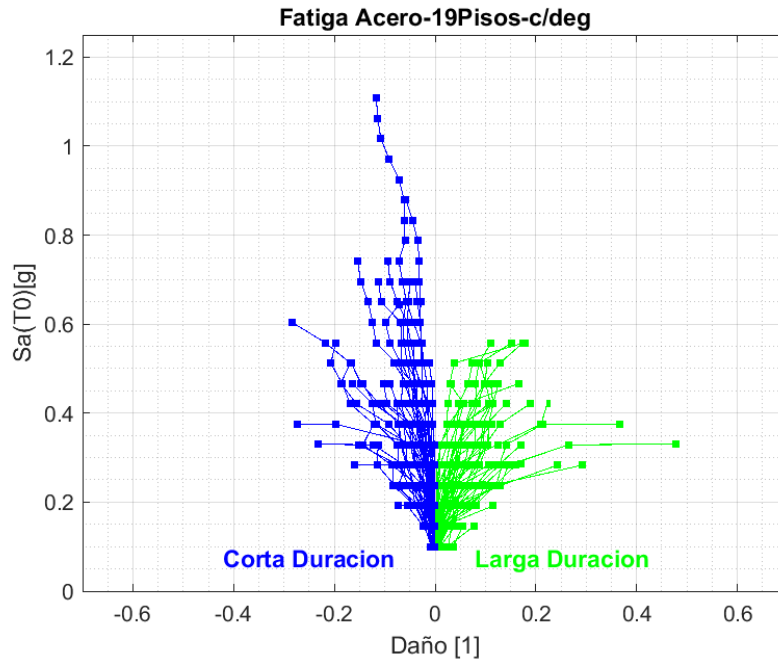


Fig. 180. Fatiga Acero, Muro 19 Pisos, modelo con degradación.

Muro Piso 19 sin Degradación

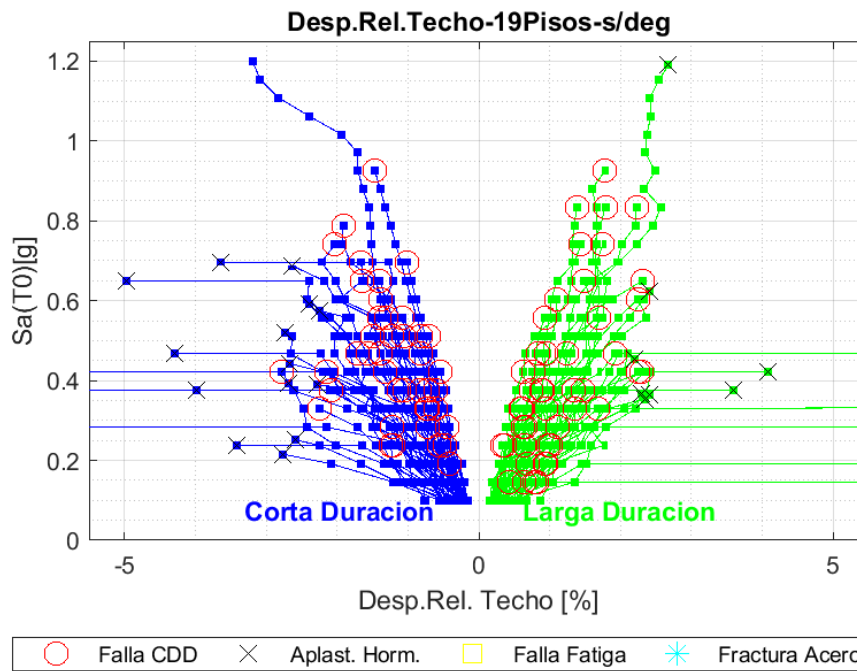


Fig. 181. Desplazamiento Relativo de Techo, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.

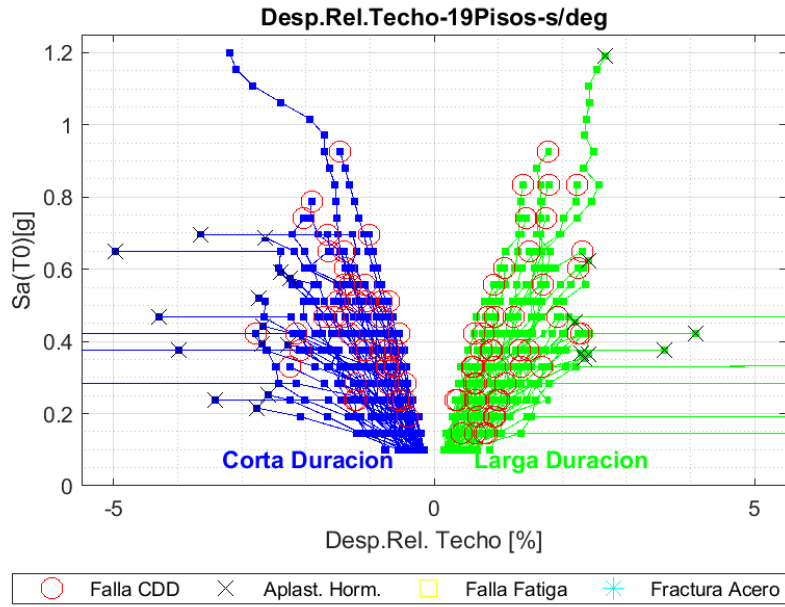


Fig. 182. Deformación Unitaria Hormigón, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.

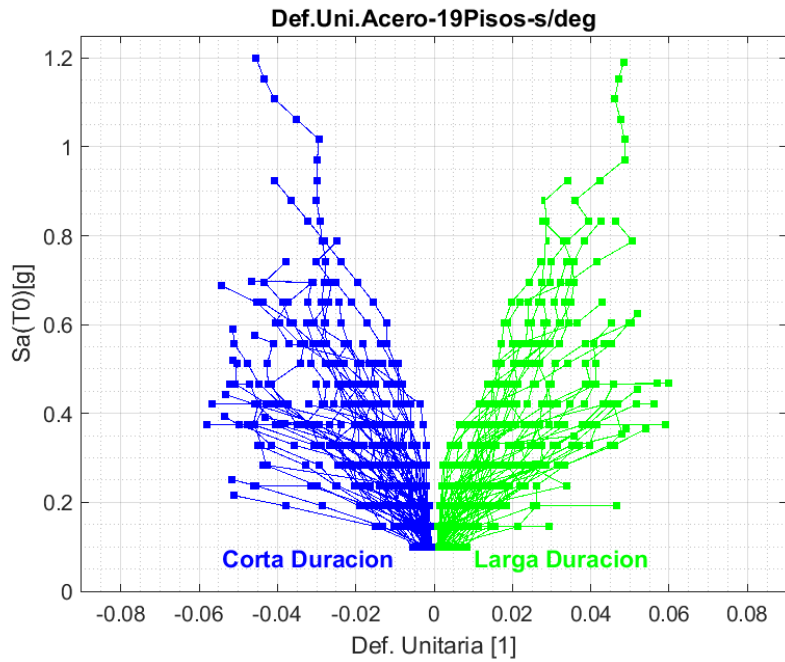


Fig. 183. Deformación Unitaria Acero, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.

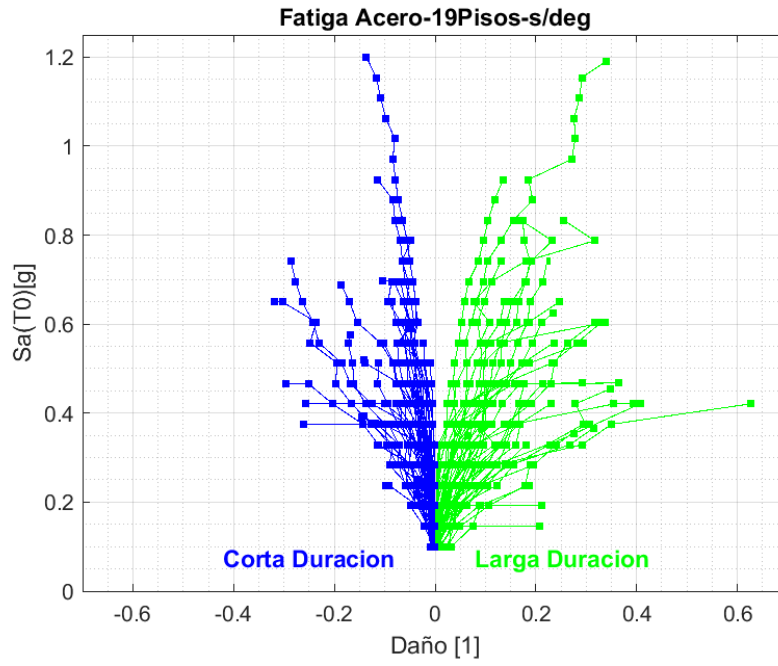


Fig. 184. Fatiga Acero, Muro 19 Pisos, modelo sin degradación.