



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**AMORTIGUAMIENTO DE
RAYLEIGH: INFLUENCIA EN LA
RESPUESTA DINÁMICA NO LINEAL
DE ESTRUCTURAS**

SEBASTIAN IGNACIO MIRANDA CAMUS

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

DIEGO LOPEZ-GARCIA GONZALEZ

Santiago de Chile, Enero, 2015.

Para Valentina y Pedro, muchas
gracias por el apoyo...

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer a todos los que me han apoyado en la difícil tarea de cursar estudios de postgrado en paralelo con el desarrollo de actividades profesionales, a mi mujer Valentina y a mi hijo Pedro por todo el apoyo y energía entregada para avanzar en esta empresa, a mi Madre, Padre y Hermana, a mis amigos y a todos mis compañeros en Metacontrol Ingenieros, quienes siempre pusieron de su parte para que pudiera desarrollar en forma simultánea mis labores de profesional y de estudiante.

En forma especial agradezco a mi profesor guía, el Dr. Diego López-García quien me dedicó todo el tiempo necesario para el correcto desarrollo de este trabajo. También agradezco al Dr. José Luis Almazán quien me brindó apoyo durante el desarrollo del mismo.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
I. INTRODUCCION	1
I.1 Objetivos	2
I.1.1 Objetivos Generales	2
I.1.2 Objetivos Específicos.....	2
I.2 Formulación matemática del problema sísmico.....	2
I.2.1 Modelo de Amortiguamiento de Caughey	3
I.2.2 Modelo de Amortiguamiento Proporcional de Rayleigh	4
I.2.3 Modelo de Amortiguamiento de Wilson-Penzien	6
II. ESTRUCTURA A CONSIDERAR.....	7
II.1 Características Generales	7
II.2 Estados y Combinaciones de Carga.....	9
II.2.1 Peso Propio.....	9
II.2.2 Sobrecarga de Uso	9
II.2.3 Carga Sísmica.....	9
II.2.4 Combinaciones de Carga	11
II.3 Resultado Verificación.....	11
II.4 Constitutivas a utilizar para análisis no lineal	13
III. HERRAMIENTAS DE MODELACION UTILIZADAS	21
III.1 Modelación en SAP 2000.....	21
III.1.1 Elementos tipo Rótula.....	21
III.1.2 Elementos tipo Link.....	23
III.2 Modelación en OpenSees	26

IV.	DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE ANALISIS	29
IV.1	Registros Sísmicos	29
IV.2	Modelación de Amortiguamiento Estructural	35
IV.2.1	Caso 1.....	36
IV.2.2	Caso 2.....	36
IV.2.3	Caso 3.....	37
IV.2.4	Caso 4.....	37
V.	DESCRIPCION Y ANALISIS DE RESULTADOS	39
V.1	Tipo de Elemento No Lineal a Implementar en SAP2000.....	39
V.2	Comparación Modelos SAP2000 y OpenSees	40
V.3	Efecto de Elección de Modos a Asignar Amortiguamiento.....	52
V.4	Comparación en el tiempo de distintas formulaciones de amortiguamiento (Modos 1 y 3)	56
V.5	Respuestas Máximas Parámetros Relevantes.....	67
V.6	Distribución en el tiempo de razón de amortiguamiento modal	78
VI.	CONCLUSIONES	86
	BIBLIOGRAFIA	88

INDICE DE TABLAS

Tabla II-1. Detalle Elementos Estructurales.....	8
Tabla II-2. Características Dinámicas de Estructura.....	10
Tabla IV-1. Características Registros Sísmicos a Utilizar.	29

INDICE DE FIGURAS

Figura I-1. Curva de Amortiguamiento Proporcional de Rayleigh	5
Figura II-1. Vista en Planta Estructura.....	7
Figura II-2. Vista en Elevación Marco Sismo-Resistente	8
Figura II-3. Factores de Utilización en las Columnas.....	12
Figura II-4. Armaduras de Flexión en Vigas.....	12
Figura II-5. Configuración de Posiciones con Plasticidad Concentrada.....	13
Figura II-6. Constitutiva Para Elementos de Hormigón Armado	14
Figura II-7. Constitutiva Utilizada para Hormigón en Compresión	15
Figura II-8. Constitutiva Utilizada para Acero en Tracción.....	16
Figura II-9. Relación Momento Rotación R-C1	18
Figura II-10. Relación Momento Rotación R-V1	18
Figura II-11. Relación Momento Rotación R-V2.....	19
Figura II-12 Relación Momento Rotación R-V3.....	19
Figura III-1. Menú Genérico de Definición de Rótulas	22
Figura III-2. Modelo Genérico con Elementos No Lineales Tipo “Hinge”	22
Figura III-3. Menú Genérico de Definición de Elementos “Link / Multi-Linear Plastic” ..	24
Figura III-4. Menú Genérico de Definición de Elementos “Link / Plastic (Wen)”	25
Figura III-5. Esquema para generación modelo genérico en OpenSees	27
Figura III-6. Constitutiva utilizada para comportamiento no-lineal en plataforma OpenSees	28
Figura III-7. Constitutiva utilizada para comportamiento no-lineal en plataforma OpenSees	28
Figura IV-1. Espectros de Respuesta Sismo Viña del Mar-Viaducto Marga-Marga	29
Figura IV-2. Espectros de Respuesta Sismo Valparaíso - Almendral	30
Figura IV-3. Espectros de Respuesta Sismo Valdivia.	30
Figura IV-4. Registro de Aceleraciones Estación Viña del Mar-Viaducto Marga-Marga Sin Escarlar.	31
Figura IV-5. Registro de Aceleraciones Estación Viña del Mar- Viaducto Marga-Marga, Escalado a 0.5g	31

Figura IV-6. Registro de Aceleraciones Estación Viña del Mar- Viaducto Marga Marga, Escalado a 1.0g	32
Figura IV-7. Registro de Aceleraciones Estación Valparaíso-Almendral, Sin Escalar. Fuente: Boroschek, R et al.....	32
Figura IV-8. Registro de Aceleraciones Estación Valparaíso-Almendral, Escalado a 0.5g.	33
Figura IV-9. Registro de Aceleraciones Estación Valparaíso-Almendral, Escalado a 1.0g	33
Figura IV-10. Registro de Aceleraciones Estación Valdivia, Sin escalar	34
Figura IV-11. Registro de Aceleraciones Estación Valdivia, Escalado a 0.5g.	34
Figura IV-12. Registro de Aceleraciones Estación Valdivia, Escalado a 1.0g.	35
Figura V-1. Ciclos de Histéresis Elemento “Link/Multi-Linear Plastic”	39
Figura V-2. Ciclos de Histéresis Elemento “Link/Plastic (Wen)”	40
Figura V-3. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3	41
Figura V-4. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle	41
Figura V-5. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	42
Figura V-6. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle ..	42
Figura V-7. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.....	43
Figura V-8. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.....	43
Figura V-9 Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	44
Figura V-10. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	44
Figura V-11. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	45
Figura V-12. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	45
Figura V-13. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	46
Figura V-14. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle	46
Figura V-15. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3	47
Figura V-16. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	47
Figura V-17. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3	48

Figura V-18. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	48
Figura V-19. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3. ..	49
Figura V-20. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	49
Figura V-21. Relación Momento Rotación R-V1, Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3. ..	50
Figura V-22. Relación Momento Rotación R-V1, Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 3. ..	50
Figura V-23 Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 3.	53
Figura V-24 Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 2.	53
Figura V-25 Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 3.	54
Figura V-26 Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 2.	54
Figura V-27. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	57
Figura V-28. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	57
Figura V-29. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	58
Figura V-30. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	58
Figura V-31. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	59
Figura V-32. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	59
Figura V-33. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	60
Figura V-34. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle. ..	60
Figura V-35. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	61
Figura V-36. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	61
Figura V-37. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	62
Figura V-38. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	62
Figura V-39. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	63
Figura V-40. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	63
Figura V-41. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.	64

Figura V-42. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	64
Figura V-43. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3. ..	65
Figura V-44. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.	65
Figura V-45. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Viña del Mar PGA=0.5g	68
Figura V-46. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Viña del Mar PGA=1.0g	68
Figura V-47. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valparaíso PGA=0.5g	69
Figura V-48. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valparaíso PGA=1.0g	69
Figura V-49. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valdivia PGA=0.5g.....	70
Figura V-50. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valdivia PGA=1.0g.....	70
Figura V-51. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Viña del Mar, PGA=0.5g.....	71
Figura V-52. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Viña del Mar, PGA=1.0g.....	71
Figura V-53. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valparaíso, PGA=0.5g	72
Figura V-54. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valparaíso, PGA=1.0g	72
Figura V-55. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valdivia, PGA=0.5g	73
Figura V-56. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valdivia, PGA=1.0g	73
Figura V-57. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Viña del Mar, PGA=0.5g.....	74
Figura V-58. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Viña del Mar, PGA=1.0g.....	74
Figura V-59. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valparaíso, PGA=0.5g.....	75
Figura V-60. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valparaíso, PGA=1.0g.....	75
Figura V-61. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valdivia, PGA=0.5g.....	76
Figura V-62. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valdivia, PGA=1.0g.....	76
Figura V-63. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=0.5g, Casos 1 y 2.....	79
Figura V-64. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=0.5g, Caso 3	79
Figura V-65. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=1.0g, Casos 1 y 2.....	80

Figura V-66. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=1.0g, Caso 3	80
Figura V-67. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Casos 1 y 2.....	81
Figura V-68. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Caso 3.....	81
Figura V-69. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Casos 1 y 2.....	82
Figura V-70. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Caso 3.....	82
Figura V-71. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Casos 1 y 2.....	83
Figura V-72. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Caso 3.....	83
Figura V-73. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=1.0g, Casos 1 y 2.....	84
Figura V-74. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=1.0g, Caso 3.....	84

RESUMEN

Es frecuente que para sismos de intensidad moderada a alta, las estructuras experimenten algún grado de incursión en el rango inelástico. Es necesario entonces que la ingeniería sísmica desarrolle técnicas de modelación y análisis que permitan predecir en forma correcta tal comportamiento. Un aspecto de vital importancia en la calidad de los resultados obtenidos es el modelo utilizado para representar el amortiguamiento inherente de la estructura. En sistemas dinámicos lineales la formulación más utilizada corresponde al amortiguamiento de Rayleigh, cuyo objetivo es fijar razones de amortiguamiento en dos modos de vibrar de la estructura y generar una matriz de amortiguamiento que sea desacoplable con los modos de vibración obtenidos a partir de la rigidez y la masa. Si la selección es adecuada el amortiguamiento modal es igual o muy cercano al valor objetivo en todos los modos que contribuyen en forma relevante a la respuesta. La formulación descrita está ampliamente desarrollada en la literatura y se encuentra disponible en la mayoría de las herramientas computacionales actuales de análisis dinámico de estructuras. Sin embargo, cuando el análisis dinámico incluye elementos que se comportan en forma no lineal, el utilizar la formulación de Rayleigh en general sobrestima la capacidad de disipación de energía del sistema y por tanto entrega resultados poco conservadores. El objetivo de este trabajo es evaluar posibles implementaciones del amortiguamiento de Rayleigh en análisis tiempo historia no lineal. Se estudia la respuesta de una estructura de tres pisos de hormigón armado, utilizando la plataforma de investigación OpenSees y el programa comercial SAP2000 de amplia utilización en el campo de la ingeniería estructural en Chile.

ABSTRACT

Structures subjected to medium-to-high seismic ground accelerations frequently suffer inelastic deformations, which is why the development of reliable nonlinear modeling and analysis tools is a very relevant issue in earthquake engineering. An important but often underestimated topic is the modeling of the inherent structural damping. In the case of linear time history analysis (direct integration) the Rayleigh damping approach is by far the most commonly adopted model. The Rayleigh damping matrix is a linear combination of the mass and stiffness matrixes, which ensures modal decoupling. The constant coefficients of the linear combination are calculated in such a way that the value of the modal damping is exactly equal to the desired value at two modes selected by the user. If the selection is appropriate, then modal damping is either equal to or very close to the desired value at all the modes that most significantly contribute to the total response. The Rayleigh damping procedure is widely mentioned in the literature and is available in most structural analysis computer programs. However, when Rayleigh damping is used in nonlinear time history analysis, it generally generates artificial damping, which leads to unconservative response estimates. The objective of this work is to evaluate possible implementations of Rayleigh damping in nonlinear time history analysis. The seismic response of a 3-story reinforced concrete building is obtained through nonlinear time history analysis in both SAP-2000, a commercial structural analysis computer program broadly used in Chile, and in the research-oriented OpenSees computer platform. Different implementations of Rayleigh damping are considered, and comparisons are made in terms of different response quantities. Results are thoroughly examined, which leads to practical modeling recommendations.

I. INTRODUCCION

Se entiende como amortiguamiento estructural inherente a la disipación de energía, manifestada como una disminución paulatina en la amplitud de la vibración, que se produce durante la respuesta dinámica en sistemas mecánicos. Este efecto se genera principalmente debido a fricción interna en los materiales, a las conexiones entre los distintos elementos y a la vibración de componentes no estructurales. Este fenómeno tiene gran relevancia en la estimación de los parámetros de respuesta dinámica, en particular sísmica, sean estos desplazamientos, esfuerzos internos, aceleraciones y deformaciones relativas de entrepiso.

Actualmente no existe una formulación universalmente aceptada que permita cuantificar el amortiguamiento de los sistemas estructurales a partir de las propiedades de los materiales y de las características geométricas de los elementos (a diferencia de los procedimientos ampliamente validados para la estimación de masa y rigidez). Estudios recientes muestran que los modelos matemáticos más adecuados para la representación del amortiguamiento inherente en estructuras son el modelo friccional o el modelo histerético, sin embargo para utilizar los modelos anteriormente descritos se requiere realizar análisis dinámico no lineal incluso si se espera que la respuesta del sistema sea lineal. Para evitar realizar este análisis de alta complejidad, en general se modela el amortiguamiento con una formulación lineal viscosa, es decir, dependiente de la velocidad.

Los modelos de amortiguamiento lineal viscoso utilizados con mayor frecuencia, y por tanto disponibles en la mayoría de los programas de análisis sísmico disponibles en el mercado, corresponden a las formulaciones de Caughey y de Rayleigh (y adicionalmente Wilson-Penzien), que están concebidas para ser compatibles con el análisis dinámico tiempo historia a través de descomposición modal (resolver un sistema acoplado de $n \times n$ ecuaciones diferenciales de segundo orden mediante la transformación del problema en n ecuaciones diferenciales sin acoplar) que es en general aplicable solo en sistemas de comportamiento lineal.

La tendencia actual en ingeniería sísmica es realizar análisis dinámico no lineal (incompatible con la descomposición modal anteriormente descrita), en consecuencia la

elección e implementación de cierta metodología de modelación del amortiguamiento inherente constituye un punto de cuidado ya que, tal como se presentará en este trabajo, tiene un importante efecto en la estimación de la respuesta.

I.1 Objetivos

I.1.1 Objetivos Generales

- a) Evaluar el efecto de utilizar la formulación de amortiguamiento de Rayleigh en sistemas estructurales con comportamiento no lineal, mediante la aplicación de una serie de registros escalados en forma creciente.

I.1.2 Objetivos Específicos.

- a) Estudiar y aplicar los distintos elementos disponibles para realizar análisis no lineal en las plataformas de cálculo SAP2000 y OpenSees.
- b) Aplicar las distintas formulaciones disponibles para implementar la metodología de amortiguamiento de Rayleigh en la plataforma OpenSees.

I.2 Formulación matemática del problema sísmico.

Las ecuaciones de movimiento para un sistema lineal elástico de múltiples grados de libertad se modelan en forma matricial a través de la siguiente ecuación diferencial:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{p}(t)$$

En la expresión anterior \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} representan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, los vectores $\ddot{\mathbf{x}}(\mathbf{t})$, $\dot{\mathbf{x}}(\mathbf{t})$ y $\mathbf{x}(\mathbf{t})$ corresponden a las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en los grados de libertad del problema y $\mathbf{p}(\mathbf{t})$ corresponde al vector de carga, que en el caso sísmico es equivalente a $-\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g(\mathbf{t})$, donde \mathbf{r} representa el vector de influencia de la excitación sísmica y $\ddot{u}_g(\mathbf{t})$ corresponde a la excitación sísmica.

Tal como se indicó anteriormente, las matrices \mathbf{M} y \mathbf{K} se pueden calcular a partir de las características de los materiales y de la geometría de los elementos, sin embargo la matriz \mathbf{C} , en el caso de que se asuma amortiguamiento lineal viscoso, no puede ser calculada siguiendo el mismo razonamiento.

Se define una matriz de amortiguamiento \mathbf{C} como clásica, cuando es desacoplable con los modos de vibrar calculados a partir de las matrices \mathbf{M} y \mathbf{K} . Para realizar análisis dinámico inelástico **no** es necesario que la matriz de amortiguamiento sea desacoplable, sin embargo es práctica universal utilizar alguna formulación de amortiguamiento clásico, pudiendo generándose errores considerables en la estimación de los parámetros de respuesta.

A continuación se describen las formulaciones típicas para generación de matrices de amortiguamiento clásicas.

I.2.1 Modelo de Amortiguamiento de Caughey

Caughey propuso un modelo de amortiguamiento clásico, calculado a partir de las matrices de masa y rigidez, utilizando la siguiente expresión:

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} \sum_b a_b [\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}]^b$$

En la ecuación anterior se pueden incluir tantos términos b (contando desde 0 a $N-1$, donde N es el número de grados de libertad de la estructura) como se desee, con el objetivo de fijar la razón de amortiguamiento modal en b modos.

Para cada uno de los modos, la razón de amortiguamiento modal se calcula a partir de la expresión:

$$\xi_n = \frac{1}{2\omega_n} \sum_b a_b \omega_n^{2b}$$

En las expresiones anteriores a_b corresponden a las constantes para generar la matriz de Caughey y ω_n es la frecuencia natural del modo de vibrar n .

I.2.2 Modelo de Amortiguamiento Proporcional de Rayleigh

El modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh corresponde a un caso particular del amortiguamiento de Caughey definido anteriormente, considerando solo los primeros dos términos de la serie (y por lo tanto fijando la razón de amortiguamiento en solo dos modos de vibración), la expresión para la matriz de amortiguamiento queda:

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} \sum_{b=0}^1 a_b [\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}]^b = \mathbf{M}a_0[\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}]^0 + \mathbf{M}a_1[\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}]^1 = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}$$

La razón de amortiguamiento para cada modo de vibrar se calcula a partir de la expresión:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2}$$

Por tanto asignadas las razones de amortiguamiento para dos modos de vibrar (típicamente el primer y tercer modo de vibrar), se pueden calcular los coeficientes a_0 y a_1 a partir del siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix}$$

A modo de ejemplo en la estructura de estudio de este trabajo, se asignan razones de amortiguamiento modal de un 5% en los modos 1 ($\omega_1 = 6.4$ rad/seg) y 3 ($\omega_3 = 36.1$ rad/seg) y se obtiene la siguiente relación entre la frecuencia y el amortiguamiento:

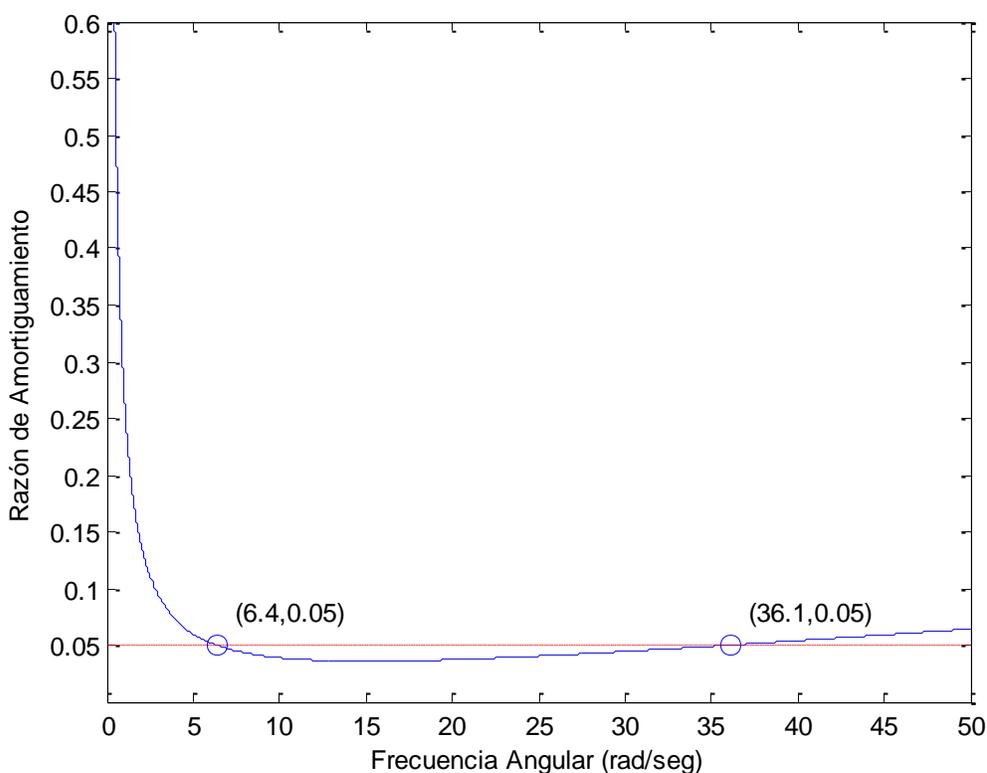


Figura I-1. Curva de Amortiguamiento Proporcional de Rayleigh

Tal como se indica en la introducción de este documento, la metodología anteriormente descrita fue ideada para ser utilizada en análisis dinámico lineal, donde se fijan las razones de amortiguamiento para dos modos de vibrar del sistema y tales razones de amortiguamiento permanecen constantes durante todo el análisis, ya que las características de rigidez y de masa del sistema no varían.

En análisis dinámico no lineal, se genera variación en las características de rigidez de la estructura, por tanto el amortiguamiento efectivo en ciertos pasos de cálculo de la respuesta, puede diferir de los valores establecidos inicialmente.

I.2.3 Modelo de Amortiguamiento de Wilson-Penzien

El amortiguamiento de Wilson-Penzien es una alternativa para solucionar los problemas numéricos que genera el modelo de amortiguamiento de Caughey. Si se consideran todos los modos de vibrar de la estructura, las matrices generadas por ambos métodos son equivalentes. La matriz de amortiguamiento se genera a partir de la matriz de masa y los modos de vibrar de la estructura con la siguiente expresión:

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} \left[\sum_{i=1}^N \frac{2\xi_i \omega_i \phi_i \phi_i^T}{\phi_i \mathbf{M} \phi_i^T} \right] \mathbf{M}$$

En la expresión anterior, ϕ_i =forma modal no amortiguada para el modo i.

II. ESTRUCTURA A CONSIDERAR

II.1 Características Generales

Se define como estructura de análisis un edificio de hormigón armado con tres pisos de altura y un sistema sismo resistente en base a marcos rígidos. Las características geométricas generales de edificio se muestran a continuación.

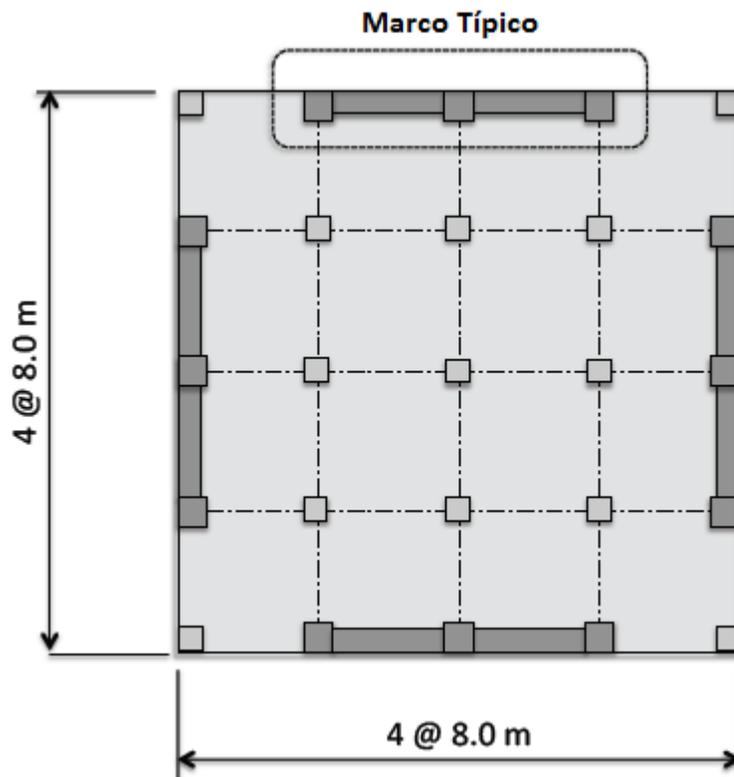


Figura II-1. Vista en Planta Estructura.

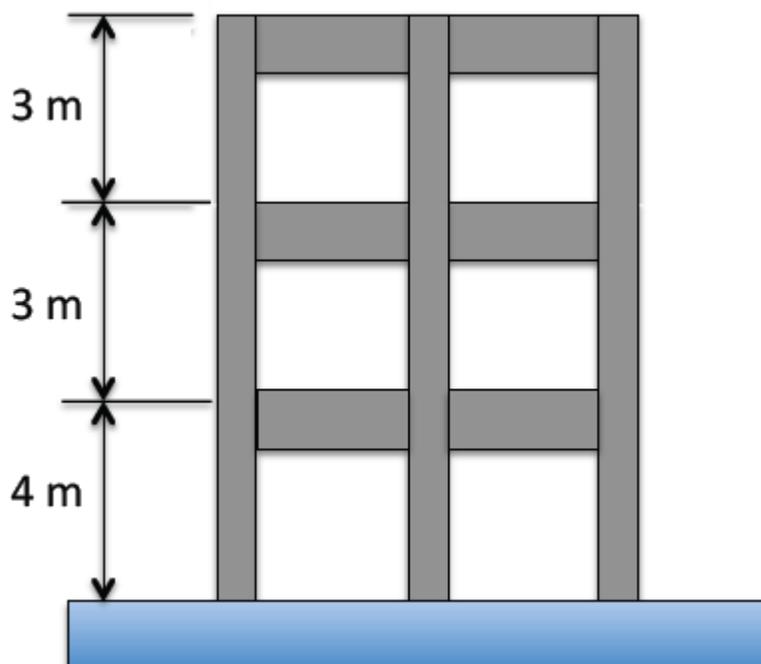


Figura II-2. Vista en Elevación Marco Sismo-Resistente

El edificio se diseña considerando hormigón con resistencia a compresión cilíndrica $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ y armadura de refuerzo de calidad A630-420H con tensión de rotura de 6300 kgf/cm^2 y tensión de fluencia de 4200 kgf/cm^2 .

Las características geométricas y de refuerzo para cada uno de los elementos estructurales del marco sismo resistente se resumen en la siguiente tabla.

	Ancho (cm)	Alto (cm)	Armaduras Refuerzo			As (cm ²)
Columna Piso 1	60	60	12	φ	32	96.5
Columna Piso 2	50	50	8	φ	32	64.3
Columna Piso 3	50	50	8	φ	32	64.3
Viga Piso 1	30	70	5	φ	32	40.2
Viga Piso 2	30	70	4	φ	32	32.2
Viga Piso 3	30	70	2	φ	32	16.1

Tabla II-1. Detalle Elementos Estructurales

En la tabla anterior, las armaduras para las columnas corresponden a las armaduras longitudinales totales para el elemento. Para las vigas corresponde a la armadura a disponer en la zona superior e inferior.

Las losas de la estructura presentan 15 cm de espesor.

Los elementos estructurales fueron diseñados, en cuanto a sus dimensiones geométricas y armaduras de refuerzo, mediante la metodología de análisis estático establecida en la norma chilena Nch433 Diseño Sísmico de Edificios. Los estados de carga utilizados en el diseño del marco se definen a continuación.

II.2 Estados y Combinaciones de Carga

II.2.1 Peso Propio

Se considera un peso específico de 2500 kgf/m^3 para el hormigón armado.

En cada piso se aplica una carga uniforme de 150 kgf/m^2 asociado a la construcción de una sobrelosa de nivelación.

II.2.2 Sobrecarga de Uso

La estructura analizada considera una sobrecarga de uso de 250 kgf/m^2 , para los pisos 1 y 2 y una sobrecarga de 100 kgf/m^2 para la techumbre.

II.2.3 Carga Sísmica

Según lo indicado anteriormente y utilizando las disposiciones de la norma Nch433, se realiza el diseño sísmico mediante la metodología del análisis estático.

Los periodos de vibrar de la estructura (y sus correspondientes factores de participación modal) son:

Modo N°	T (s)	Factor de Participación Modal
1	1.00	88%
2	0.30	10%
3	0.16	2%

Tabla II-2. Características Dinámicas de Estructura

Por tanto considerando zona sísmica 3 (aceleración máxima del suelo $A_0=0.4g$) y suelo de fundación tipo II (parámetros $T'=0.35s$ y $n=1.33$), se obtiene el siguiente coeficiente sísmico según la expresión (2) de la normativa Nch433.

$$C = \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T} \right)^n = \frac{2.75 \cdot (0.4 \cdot g)}{g \cdot 7} \cdot \left(\frac{0.35s}{1.0s} \right)^{1.33} = 0.04$$

El mismo documento en su punto 6.2.3.1.1 establece que el coeficiente sísmico no puede ser inferior a:

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6 \cdot g} = \frac{0.4g}{6 \cdot g} = 0.07$$

Por tanto el coeficiente sísmico utilizado para el diseño de la estructura, a través de la metodología del análisis estático, es de un 7%.

II.2.4 Combinaciones de Carga

Según lo establecido en la Normativa Nch3171, las combinaciones de carga a utilizar para el diseño de los elementos estructurales son:

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r$$

$$1.2 D + 1.6 L_r + 1.0 L$$

$$1.2 D + 1.4 E + L$$

Donde D corresponde al estado de carga de peso propio, E al estado de carga sísmico, L al estado de carga de sobrecarga de uso y L_r al estado de carga de sobrecarga de techo.

II.3 Resultado Verificación

La verificación de los elementos estructurales se realiza con el módulo de diseño del programa SAP2000. En la siguiente imagen se muestran los porcentajes de utilización calculados para las columnas:

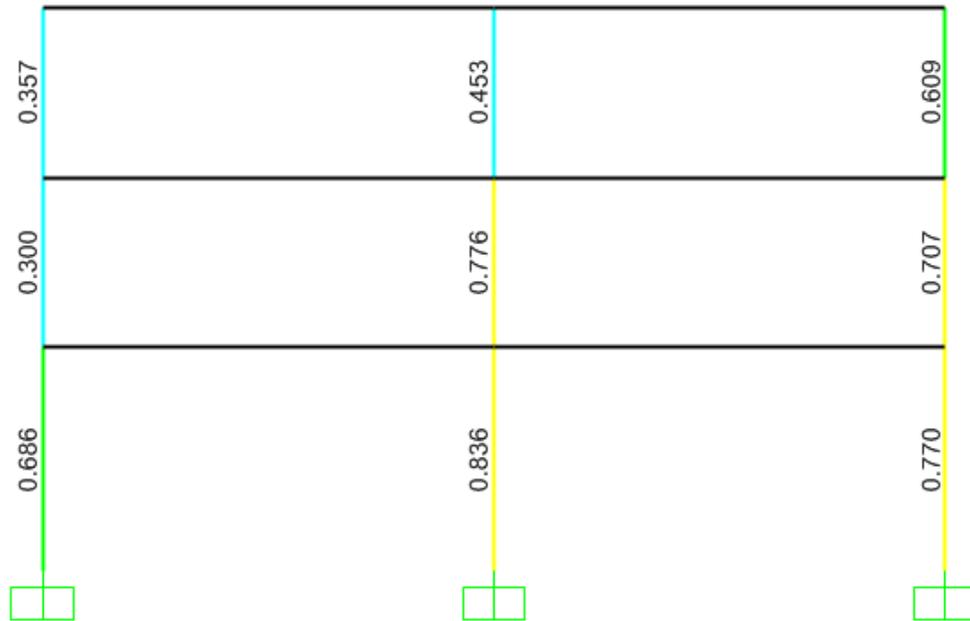


Figura II-3. Factores de Utilización en las Columnas

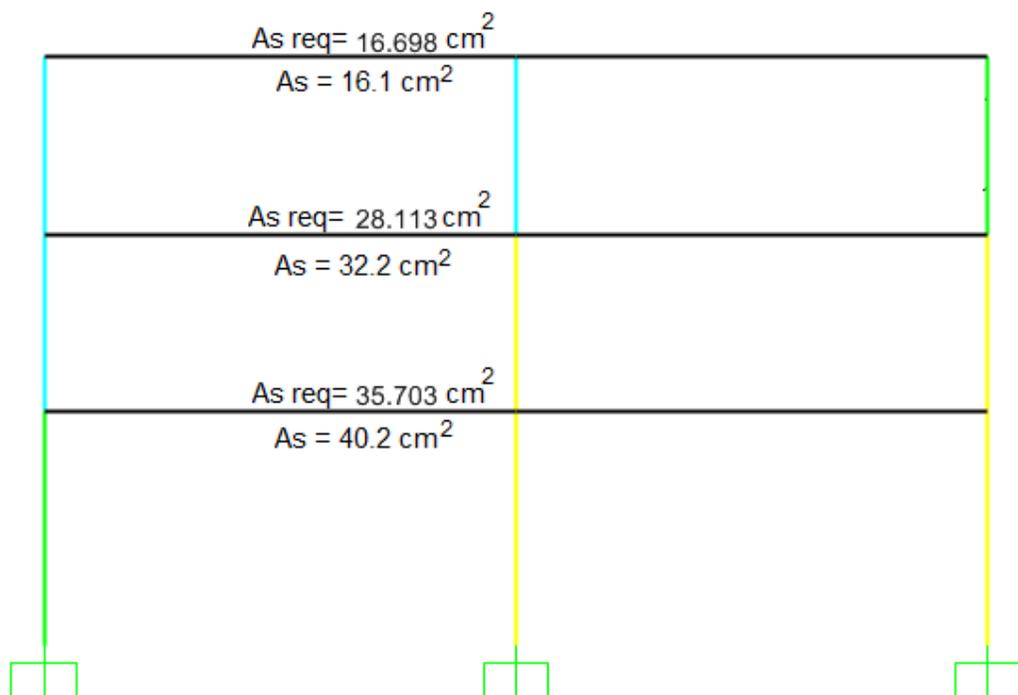


Figura II-4. Armaduras de Flexión en Vigas

II.4 Constitutivas a utilizar para análisis no lineal

El objetivo principal de este trabajo es analizar las implicancias de la modelación del amortiguamiento según la formulación de Rayleigh en análisis dinámico tiempo historia no lineal. Es necesario, en consecuencia, definir las secciones del edificio donde se permitirá a los elementos incursionar en el rango no lineal y las correspondientes constitutivas momento rotación, ya que el sistema sismo resistente corresponde a un sistema de flexión puro. En virtud del comportamiento sísmico esperado en la estructura, se determina implementar rótulas en los extremos de todas las vigas y en las bases de las columnas del primer piso. Las vigas no presentan carga axial relevante, por tanto se define una relación constitutiva momento rotación sin carga axial. En la columna, se define la curva momento rotación considerando la carga axial esperada a partir de los estados de carga de peso propio, sobrecarga de uso y sobrecarga de techo. La nomenclatura utilizada para identificar las secciones críticas se muestra en la siguiente figura:

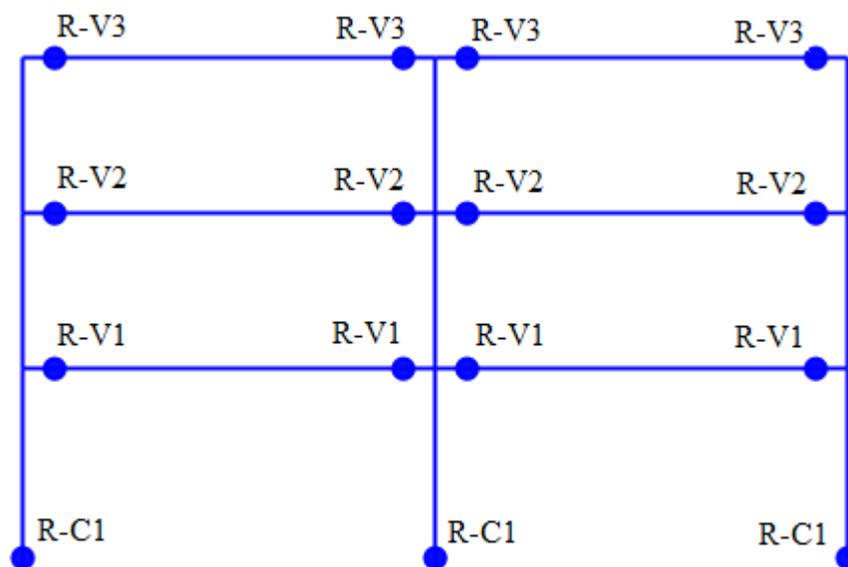


Figura II-5. Configuración de Posiciones con Plasticidad Concentrada.

Las relaciones fuerza deformación se basan en las formas propuestas en el estándar ASCE 41-06, de acuerdo a la siguiente figura:

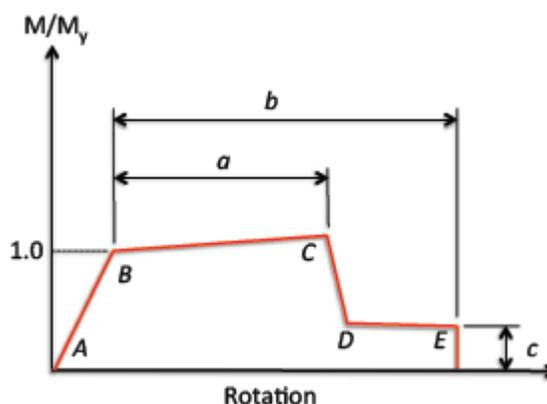


Figura II-6. Constitutiva Para Elementos de Hormigón Armado

Fuente: ASCE 41-06

Por simplicidad y para asegurar estabilidad numérica de los sistemas en su comportamiento no lineal se opta por considerar una constitutiva bilineal, es decir se eliminan de la curva esqueleto indicada anteriormente los trazos CD y DE. Según lo establecido en ASCE 41-06, el valor considerado para el parámetro **a** es de 0.025 rad, asociado a comportamiento de vigas controladas por flexión.

Los valores característicos requeridos para construir la curva esqueleto propuesta se limitan a M_y , θ_y y M_n , que corresponden al momento en que inicia la fluencia, la rotación asociada al inicio de la fluencia y el momento nominal de la sección. Los valores anteriormente descritos se calculan utilizando el modulo de diseño (“Section Designer”) del programa SAP2000 y se verifican con rutinas de programación propia.

Para el hormigón se usa la relación tensión-deformación de Mander sin confinar y se desprecia su resistencia a la tracción, como se muestra en la siguiente figura:

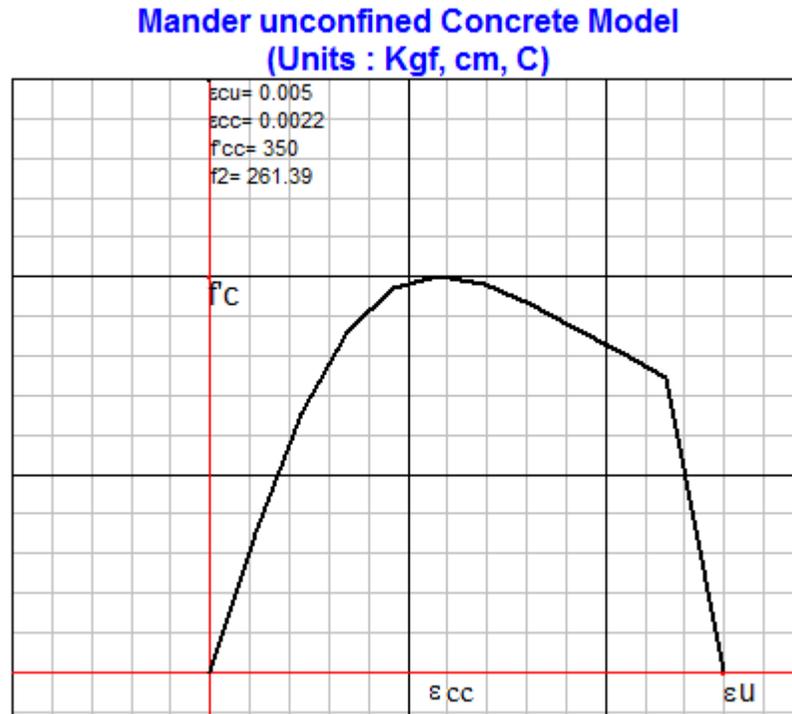


Figura II-7. Constitutiva Utilizada para Hormigón en Compresión

Fuente: SAP 2000 y Elaboración Propia

En la curva tensión deformación anterior, se definen los siguientes parámetros:

f'_{co} = Resistencia a Compresión Concreto = 350 kgf/cm².

ϵ'_{cc} = Deformación unitaria Hormigón a Tensión Máxima = 2.219E-03

ϵ_u = Deformación unitaria última en hormigón = 5.000E-03

Por su parte, el acero se consideró como material con endurecimiento según la constitutiva indicada a continuación:

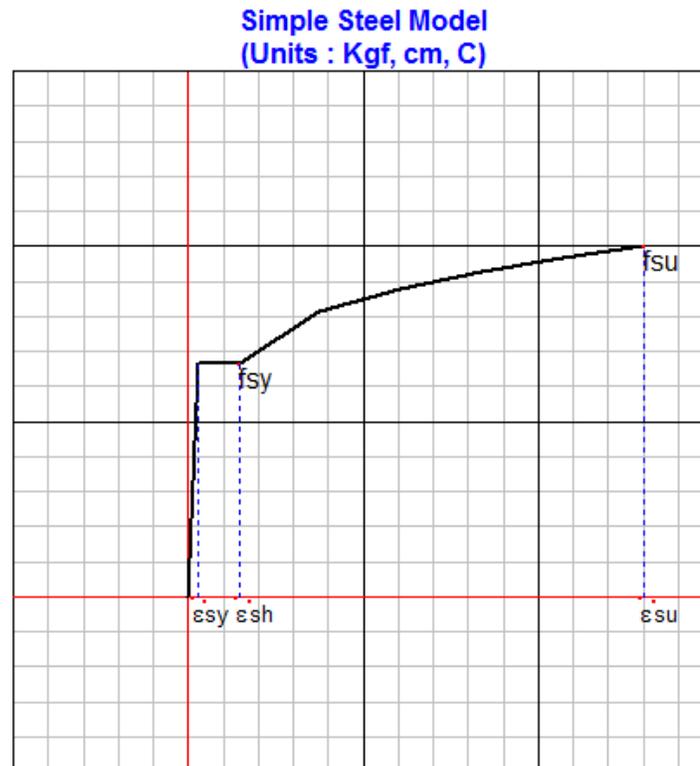


Figura II-8. Constitutiva Utilizada para Acero en Tracción.

En la curva tensión deformación anterior, se definen los siguientes parámetros.

ε_{sy} = Deformación unitaria de fluencia del acero = 2.000E-03

f_{sy} = Tensión de fluencia del acero = 4200 kgf/cm²

ε_{sh} = Deformación unitaria en el acero al inicio del endurecimiento = 0.01

ε_{su} = Deformación unitaria última del acero = 0.09

f_{su} = Tensión ultima del acero = 6300 kgf/cm²

El momento de fluencia (M_y) se calculó en la condición en que el refuerzo en tracción alcanza su deformación de fluencia ϵ_y . Considerando que la sección se mantiene plana, se iteró con la profundidad del eje neutro, lo que definió las deformaciones en el hormigón y sus respectivas tensiones, hasta alcanzar el equilibrio ($\Sigma F_{axiales} = 0$). Se verificó que el hormigón no hubiera alcanzado su límite en compresión.

El elemento viga es representado mediante dos elementos en serie: un elemento prismático que representa la parte elástica de la viga y una rótula donde se concentra el comportamiento no lineal. Para que el comportamiento de ambos componentes del modelo sea consecuente con la realidad, se implementa el procedimiento establecido por Ibarra y Krawinkler (2005), quienes recomiendan rigideces para ambos elementos. Conocida la rigidez de la rótula, se calcula la rotación de fluencia con la relación:

$$\theta_y = \frac{M_y}{K}$$

Finalmente, el momento nominal se calculó de acuerdo a lo establecido en el código de diseño ACI318-08.

En virtud de lo anteriormente descrito las constitutivas consideradas para cada una de las rotulas de plasticidad concentrada son:

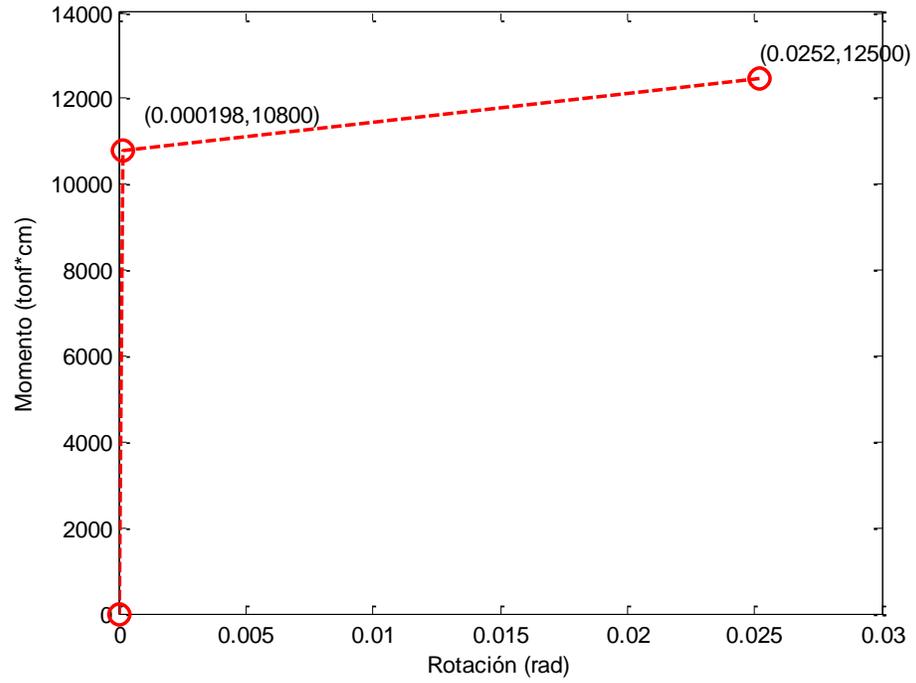


Figura II-9. Relación Momento Rotación R-C1

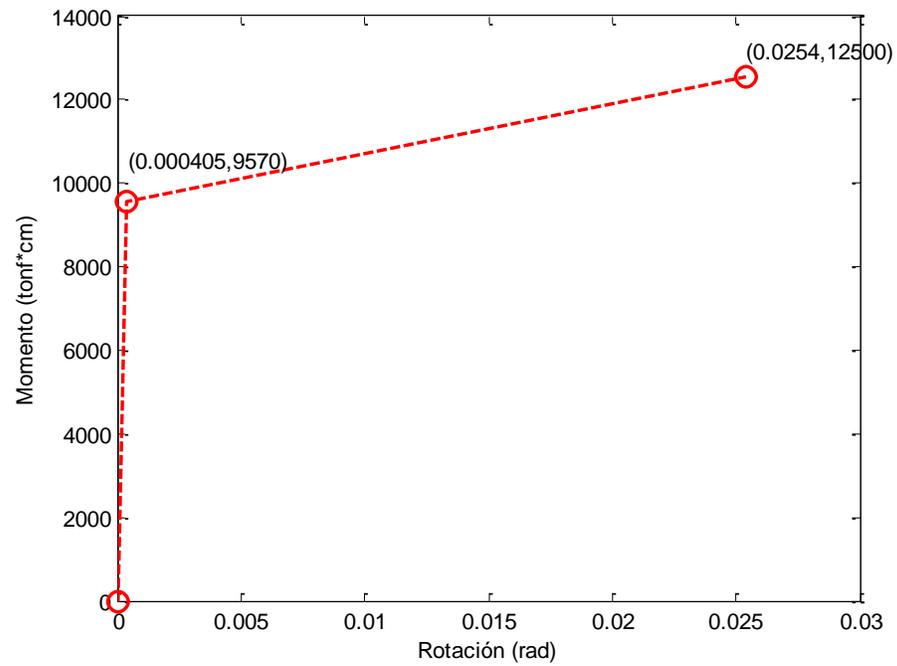


Figura II-10. Relación Momento Rotación R-V1

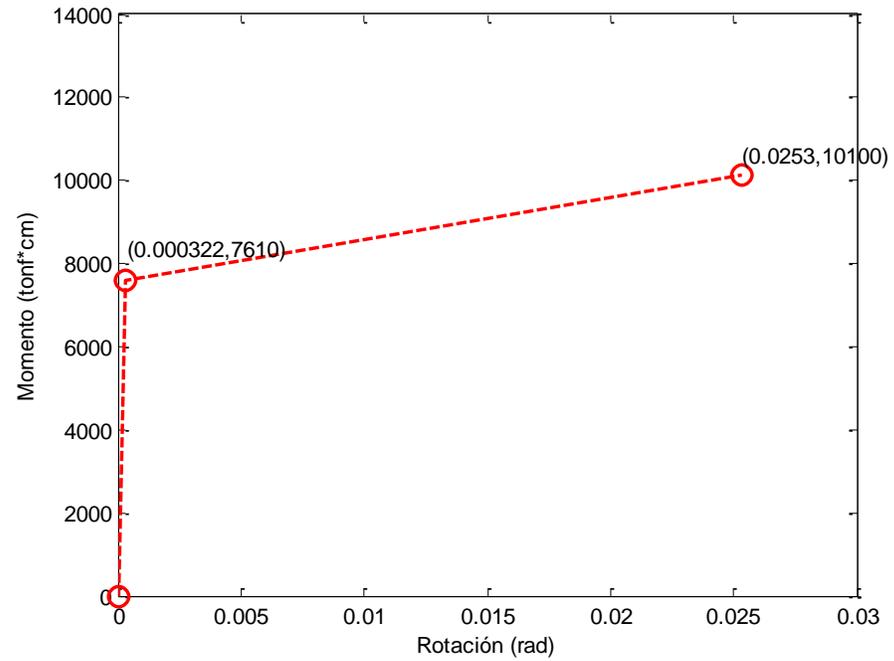


Figura II-11. Relación Momento Rotación R-V2

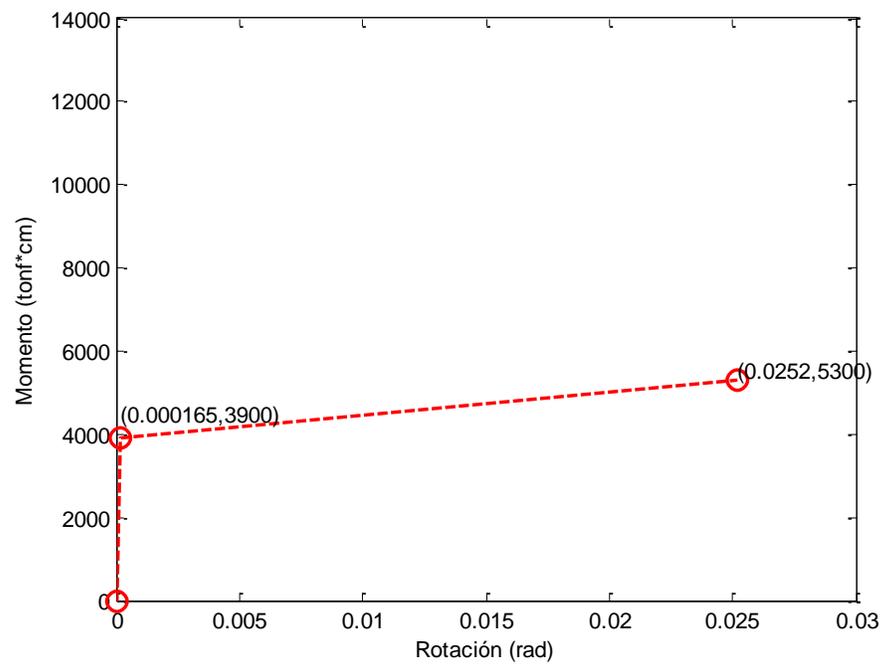


Figura II-12 Relación Momento Rotación R-V3

Para todas las rótulas del modelo se implementa la regla de histéresis de endurecimiento cinemático la cual desplaza, sin aumentar, la superficie de fluencia a medida que se produce la plastificación de los elementos.

III. HERRAMIENTAS DE MODELACION UTILIZADAS

III.1 Modelación en SAP 2000

SAP2000 es un paquete de análisis y diseño estructural desarrollado hace 30 años por la empresa CSI Computers and Structures, Inc, con base en Berkeley, California. Entre sus principales ventajas se incluyen el avanzado motor de cálculo, la interfaz gráfica y su facilidad de utilización, por lo cual se erige como la principal herramienta de análisis y diseño estructural utilizada a nivel profesional en Chile.

La modelación de la estructura de estudio en SAP2000 se realiza a través de un análisis plano (con dos grados de libertad de traslación y un grado de libertad de rotación por cada nodo) utilizando elementos tipo marco (elementos prismáticos) para modelar las vigas y columnas del marco sismo resistente.

La masa por piso se concentra en los nodos centrales de cada piso.

Para incorporar el comportamiento no lineal en las secciones críticas de la estructura (extremos de las vigas y base de la columna del primer piso) el programa SAP2000 permite utilizar las dos formulaciones descritas a continuación:

III.1.1 Elementos tipo Rótula

En estricto rigor no constituyen un elemento estructural sino que es una condición de no linealidad que se asigna a los elementos tipo marco (“frame elements”), para que una vez alcanzado cierto nivel de esfuerzo presenten comportamiento no lineal histéretico. Las opciones de histéresis disponibles son: Isotrópica, Cinemática, Takeda y Pivot.

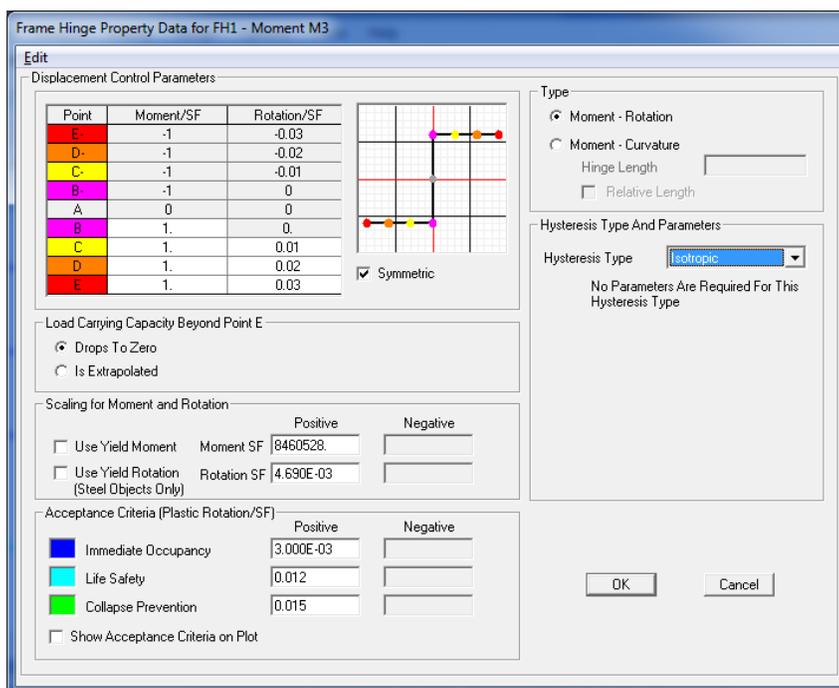


Figura III-1. Menú Genérico de Definición de Rótulas

Fuente: SAP2000

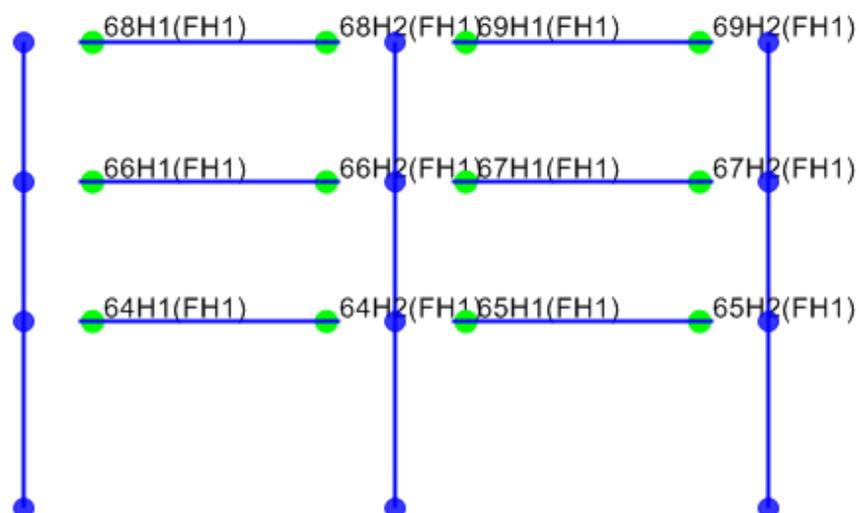


Figura III-2. Modelo Genérico con Elementos No Lineales Tipo “Hinge”

Fuente: SAP2000

No es posible la utilización de este modelo en el estudio, ya que la rigidez inicial de las rotulas se basa en comportamiento elástico de la sección de hormigón sin refuerzo (usando solo el modulo de elasticidad de la sección y la inercia).

III.1.2 Elementos tipo Link

Corresponden a elementos específicos que en general unen dos nodos del modelo estructural y cuyo comportamiento no lineal (también se les puede asignar comportamiento lineal, pero no es de interés para este estudio) se pueden generar elementos con las siguientes características: Multi-Lineal Plástico, Gap, Hook, Plástico (Constitutiva de Bouc-Wen) y distintos tipos de aisladores sísmicos. Los elementos posibles de utilizar para resolver el problema propuesto son:

a) **Multi-Lineal Plástico**

Esta formulación define la “curva esqueleto” de la constitutiva a partir de una serie de puntos ingresados por el usuario, las reglas de histéresis compatibles con esta formulación son: Cinemática, Takeda y Pivot.

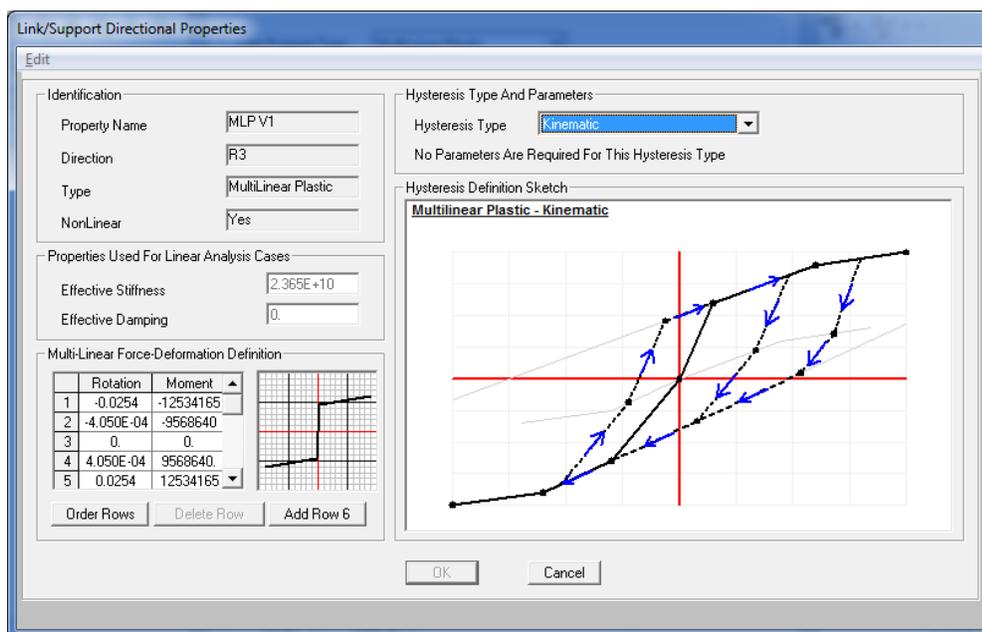


Figura III-3. Menú Genérico de Definición de Elementos “Link / Multi-Lineal Plastic”

Fuente: SAP2000

Como se muestra mas adelante en el capítulo de resultados la formulación anteriormente descrita presenta inestabilidad en el comportamiento para excitaciones sísmicas, por tanto su uso no es considerado en el estudio.

b) Plástico (Constitutiva de Bouc-Wen).

La formulación de Bouc-Wen caracteriza la relación fuerza-deformación a través de las siguientes relaciones:

$$F(t) = a \cdot k_1 \cdot u(t) + (1 - a) \cdot k_1 \cdot z(t)$$

$$\frac{d}{dt} z(t) = A \cdot \frac{d}{dt} u(t) - \beta \cdot \left| \frac{d}{dt} u(t) \right| \cdot (|z(t)|)^{n-1} \cdot z(t) - \gamma \cdot \frac{d}{dt} u(t) \cdot (|z(t)|)^n$$

En las relaciones anteriores la variable $z(t)$ corresponde al denominado “desplazamiento histerético” (o memoria del sistema) que permite predecir la respuesta del sistema en respuesta no lineal. Esta variable está gobernada por la ecuación diferencial de primer orden indicada anteriormente, por tanto la formulación permite resolver en forma bastante eficiente la integración de los sistemas utilizando la metodología de espacio estado. Los parámetros k_i , a , A , β , γ y n definen la forma del ciclo de histéresis del elemento.

Link/Support Directional Properties	
Identification	
Property Name	B/W V1
Direction	R3
Type	Plastic (W/en)
NonLinear	Yes
Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	2.365E+10
Effective Damping	0.
Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	2.365E+10
Yield Strength	9568640.
Post Yield Stiffness Ratio	4.580E-04
Yielding Exponent	10.

Figura III-4. Menú Genérico de Definición de Elementos “Link / Plastic (Wen)”.

Fuente: SAP2000

En virtud de lo anteriormente descrito, el comportamiento no lineal en SAP2000, será caracterizado a través de elementos tipo “link” con comportamiento “Plastic (Wen)”

III.2 Modelación en OpenSees

La plataforma de calculo OpenSees (“Open System for Earthquake Engineering Simulation”) es un sistema de código abierto que permite a los usuarios generar aplicaciones para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos sometidos a terremotos y otras amenazas. Esta herramienta ha sido desarrollada principalmente en los siguientes centros de estudio: “University of California, Berkeley”, “Oregon State University”, “University of California, San Diego”, “University of Washington” y “Stanford University”. Es actualmente la plataforma computacional para investigación en el “Pacific Earthquake Engineering Research Center”. Entre sus características de modelación cuenta con elementos viga-columna y elementos continuos, con un amplio catálogo de materiales uni-axiales y tipos de secciones. En lo relativo al análisis provee métodos no-lineales estáticos y dinámicos y variados métodos de solución de ecuaciones. La herramienta no dispone de una interfaz gráfica y el ingreso de datos se realiza a través de comandos de programación en el lenguaje TCL. La salida de resultados es a través de archivos de texto.

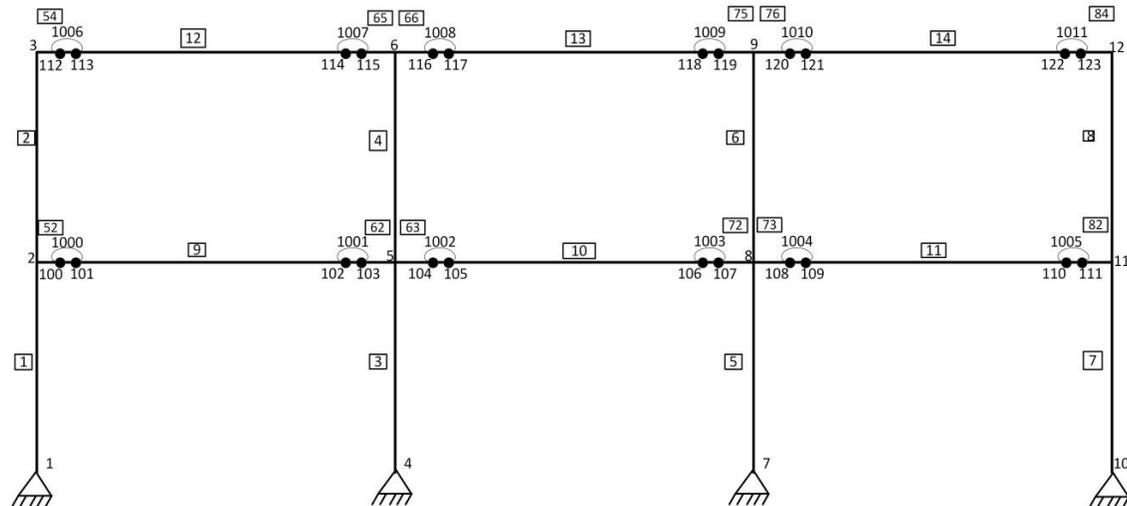


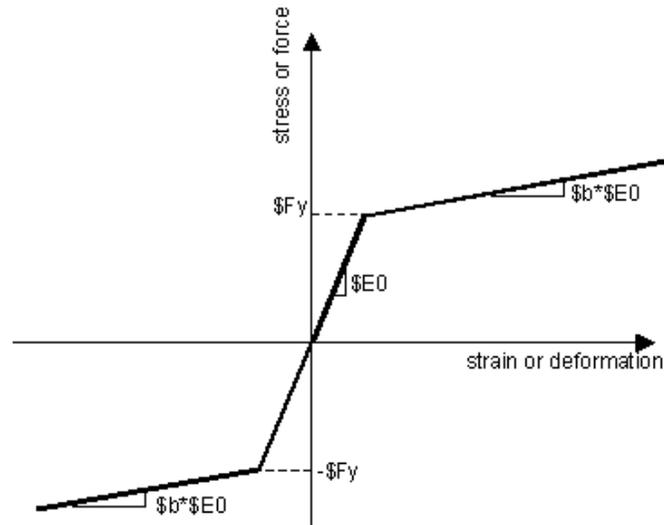
Figura III-5. Esquema para generación modelo genérico en OpenSees

Fuente: Curso IEG 4010, Seminario en Ingeniería Estructural y Geotécnica I,

Pontificia Universidad Católica de Chile

La modelación en OpenSees se realiza a través de elementos elásticos “ElasticBeam Column” para modelar el comportamiento de vigas y columnas elásticas y se asignan masas puntuales en los nodos centrales de cada piso.

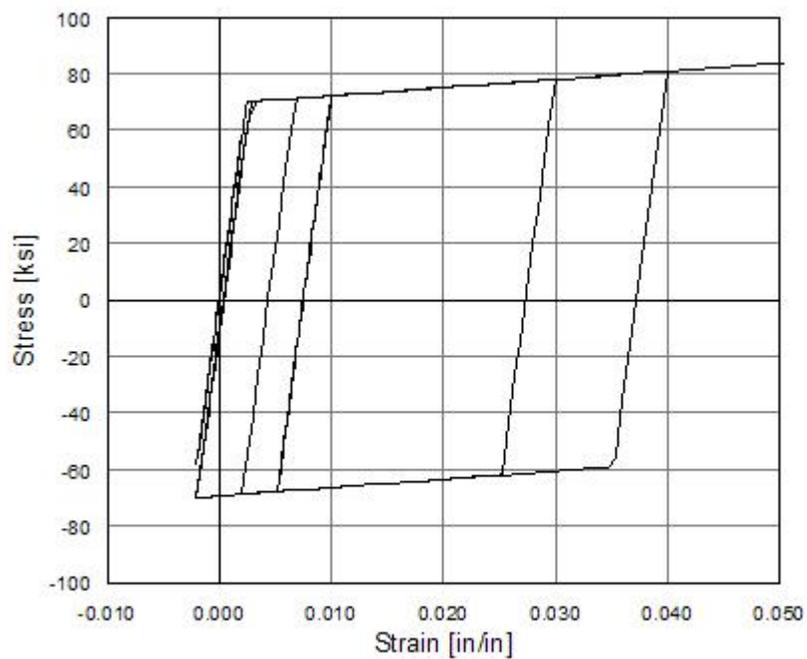
La no linealidad en las secciones críticas se caracteriza a través de elementos tipo “ZeroLengthElements”, que unen dos nodos con las mismas coordenadas y a los cuales se puede agregar una serie de materiales con distintas reglas de comportamiento hysterético. Tal como se describe anteriormente se utiliza relación constitutiva bilineal con endurecimiento cinemático, por tanto se decide utilizar el comportamiento denominado Steel01 (a pesar de que se modela el comportamiento de una sección de hormigón armado).



Steel01 Material -- Hysteretic Behavior of Model w/o Isotropic Hardening

Figura III-6. Constitutiva utilizada para comportamiento no-lineal en plataforma OpenSees.

Fuente: OpenSees Wiki.



Steel01 Material -- Hysteretic Behavior of Model with Isotropic Hardening in Compression

Figura III-7. Constitutiva utilizada para comportamiento no-lineal en plataforma OpenSees

Fuente: OpenSees Wiki.

IV. DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

IV.1 Registros Sísmicos

Se determina utilizar los siguientes tres registros del terremoto del Maule ocurrido el 27 de febrero de 2010. En la siguiente tabla se indican las principales características de los registros a utilizar.

Estación	Componente	DT (s)	Número Puntos	Duración (s)	Aceleración Máxima (cm/s ²)	Aceleración Máxima (g)
Viña del Mar-Viaducto Marga Marga	NS	0.005	34000	170	345.2	0.35
Valparaiso-Almendral	L	0.005	20559	102.795	216.3	0.22
Valdivia	EW	0.01	7900	79	132.3	0.13

Tabla IV-1. Características Registros Sísmicos a Utilizar.

Los registros fueron seleccionados debido a que sus espectros de respuesta presentan amplificación relevante para un periodo de vibración de 1 segundo, que corresponde al modo principal de vibración del edificio en estudio. Los espectros asociados se muestran a continuación:

UNIVERSIDAD DE CHILE
 VIADUCTO MARGA-MARGA - V REGION
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA 0.15-0.25 23.00-25.00
 AMORTIGUAMIENTOS 0.00 0.02 0.05 0.10 0.20

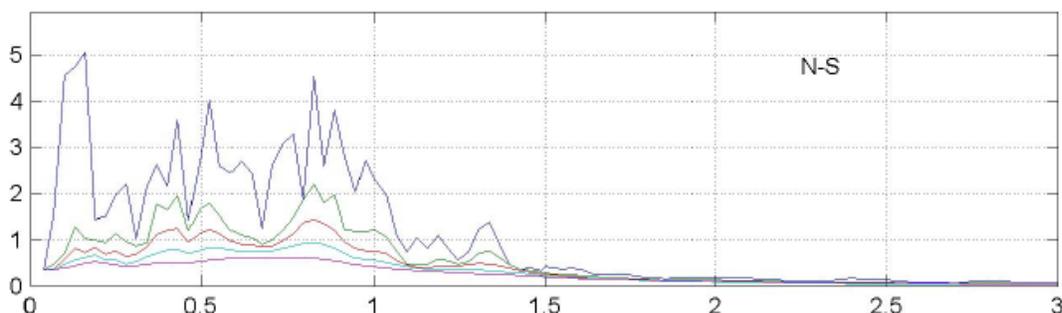


Figura IV-1. Espectros de Respuesta Sismo Viña del Mar-Viaducto Marga-Marga

Fuente: Boroschek, R et al.

UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 VALPARAISO - ALMENDRAL PRELIMINAR SMA-1 4567
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA 0.15-0.25 23.00-25.00
 AMORTIGUAMIENTOS 0.00 0.02 0.05 0.10 0.20

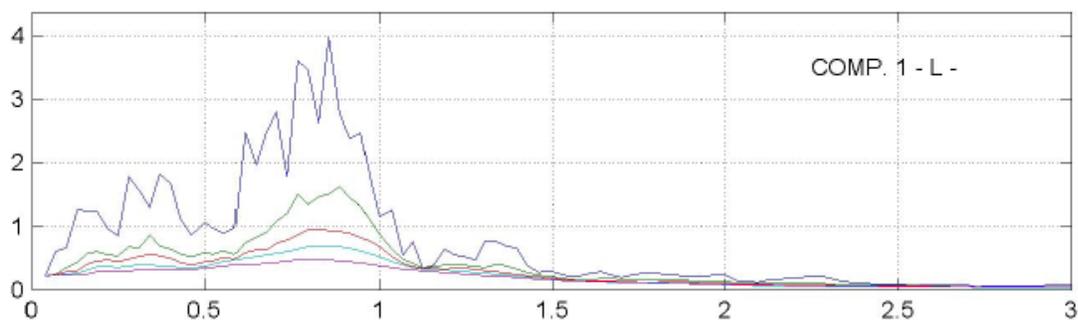


Figura IV-2. Espectros de Respuesta Sismo Valparaíso - Almendral

Fuente: Boroschek, R et al.

UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 VALDIVIA QDR 761
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA 0.15-0.25 23.00-25.00
 AMORTIGUAMIENTOS 0.00 0.02 0.05 0.10 0.20

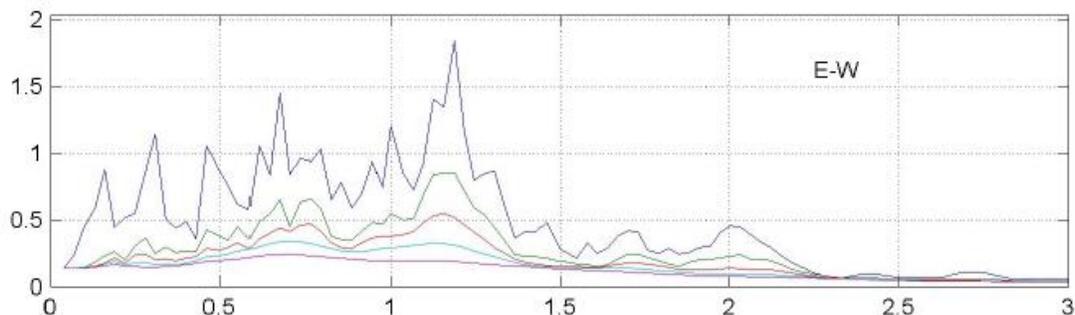


Figura IV-3. Espectros de Respuesta Sismo Valdivia.

Fuente: Boroschek, R et al.

Los registros son escalados hasta dos intensidades de aceleración máxima del suelo, cuyos valores son 0.5g y 1.0g.

Las historias en el tiempo de aceleración utilizadas se muestran en los siguientes gráficos.

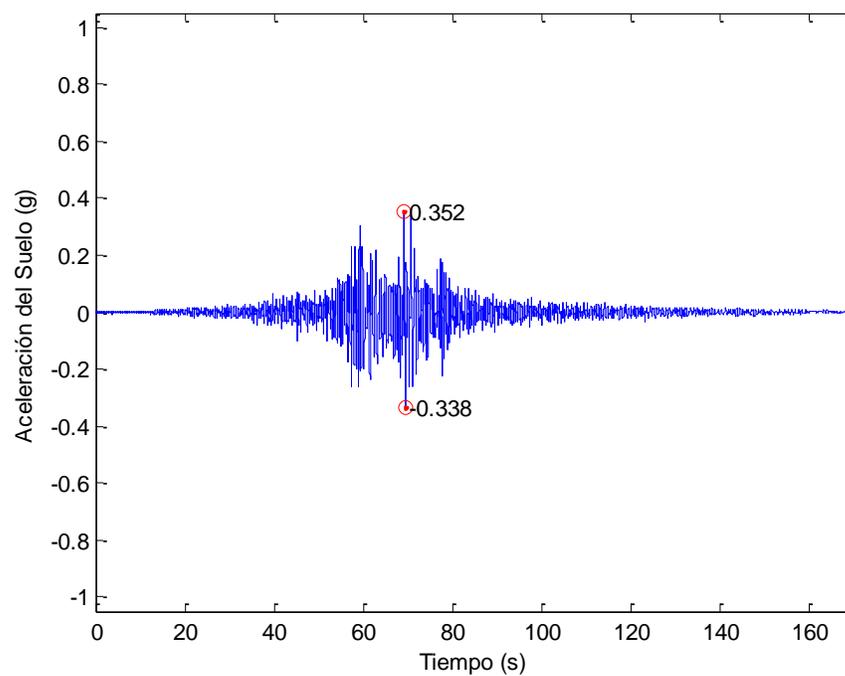


Figura IV-4. Registro de Aceleraciones Estación Viña del Mar-Viaducto Marga-Marga Sin Escalar.

Fuente: Boroschek, R et al.

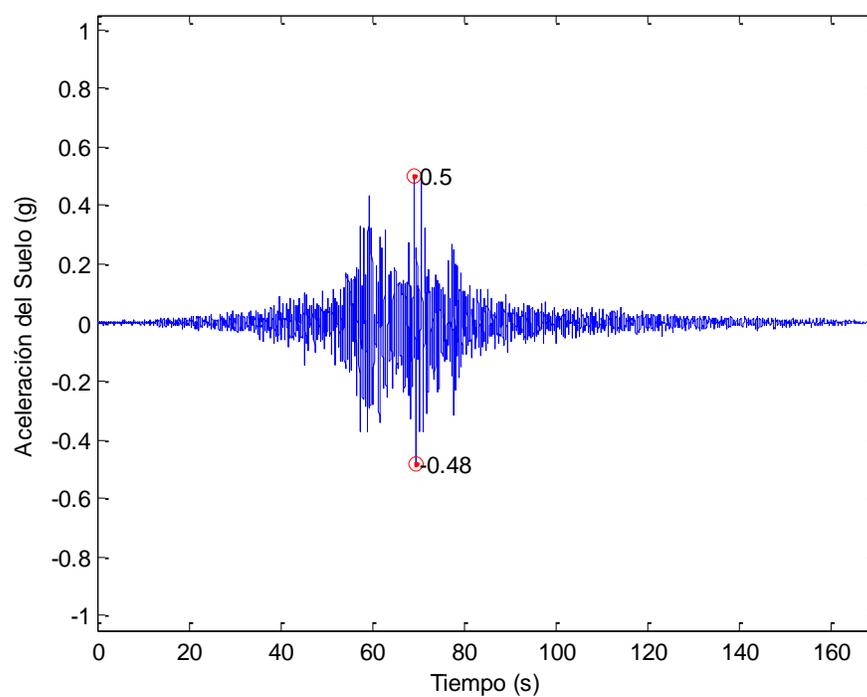


Figura IV-5. Registro de Aceleraciones Estación Viña del Mar- Viaducto Marga-Marga, Escalado a 0.5g

Fuente: Boroschek, R et al.

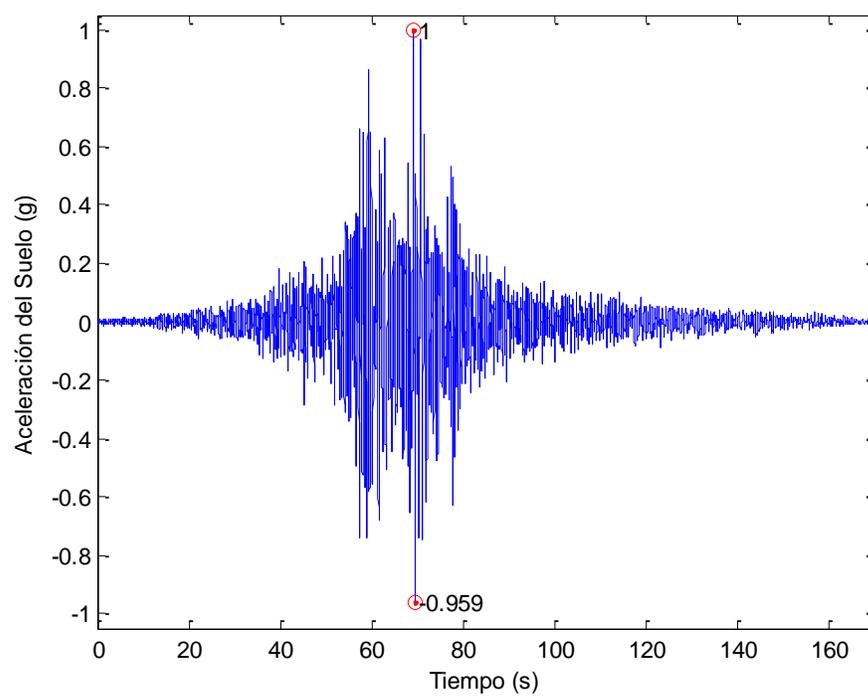


Figura IV-6. Registro de Aceleraciones Estación Viña del Mar- Viaducto Marga Marga,
Escala a 1.0g
Fuente: Boroschek, R et al.

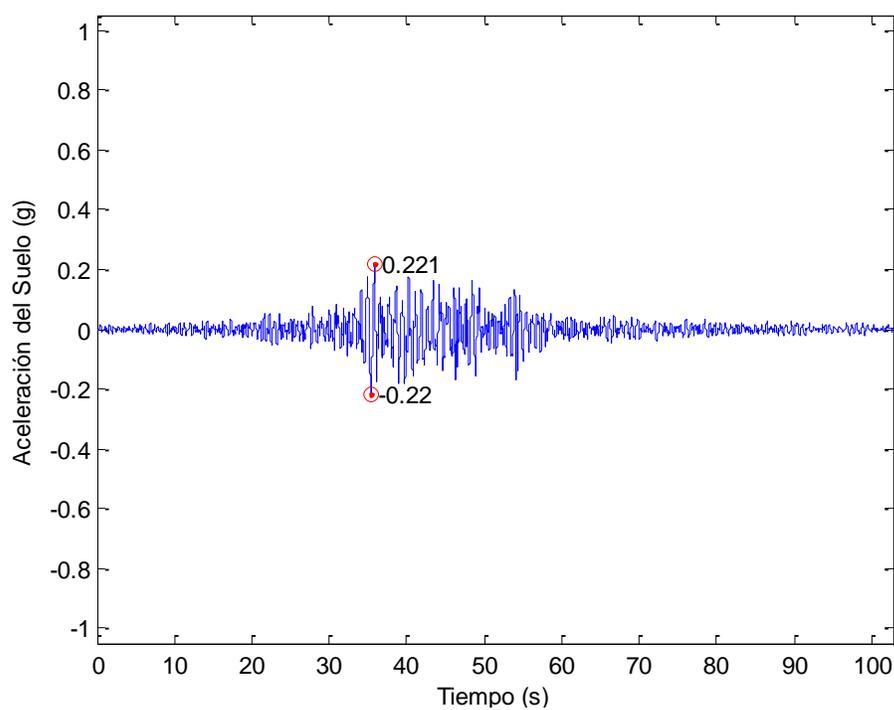


Figura IV-7. Registro de Aceleraciones Estación Valparaíso-Almendral, Sin Escalar.
Fuente: Boroschek, R et al.

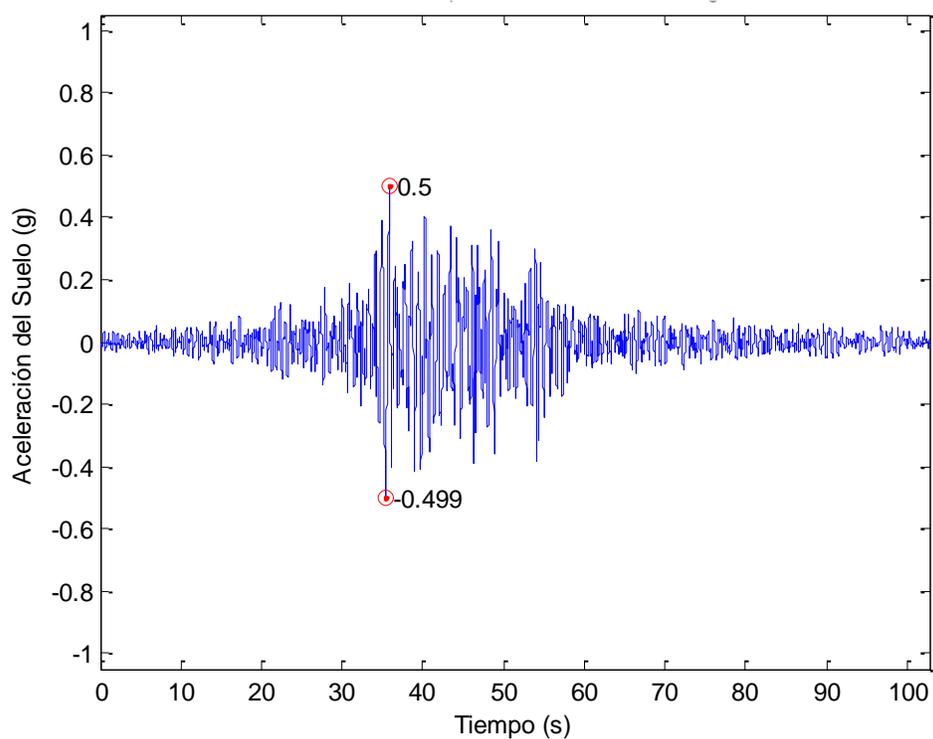


Figura IV-8. Registro de Aceleraciones Estación Valparaíso-Almendral, Escalado a 0.5g.
Fuente: Boroschek, R et al.

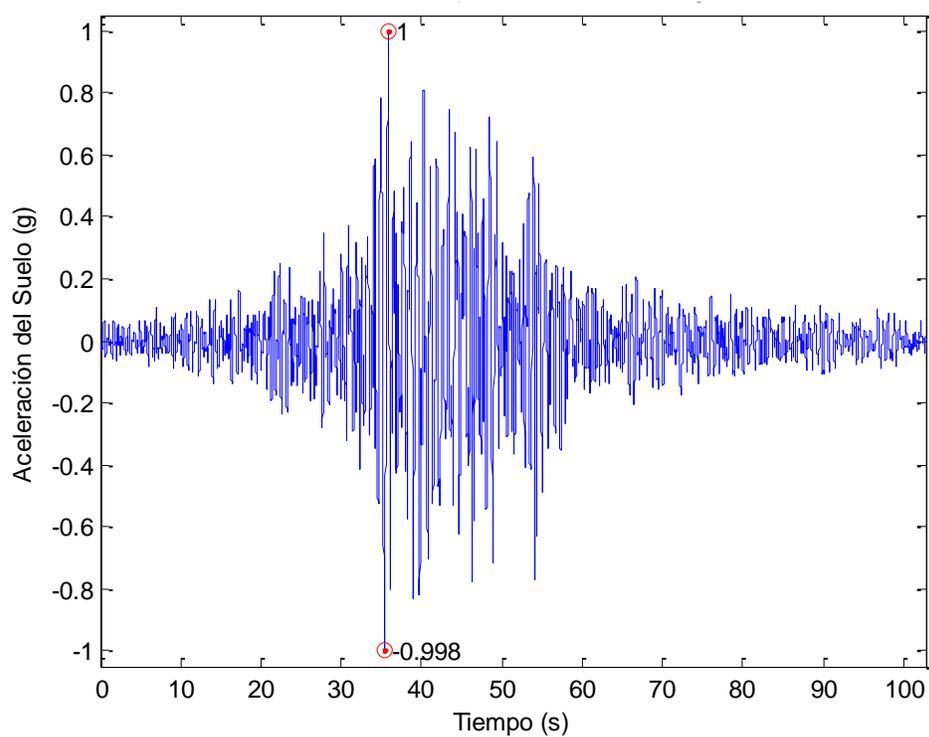


Figura IV-9. Registro de Aceleraciones Estación Valparaíso-Almendral, Escalado a 1.0g
Fuente: Boroschek, R et al.

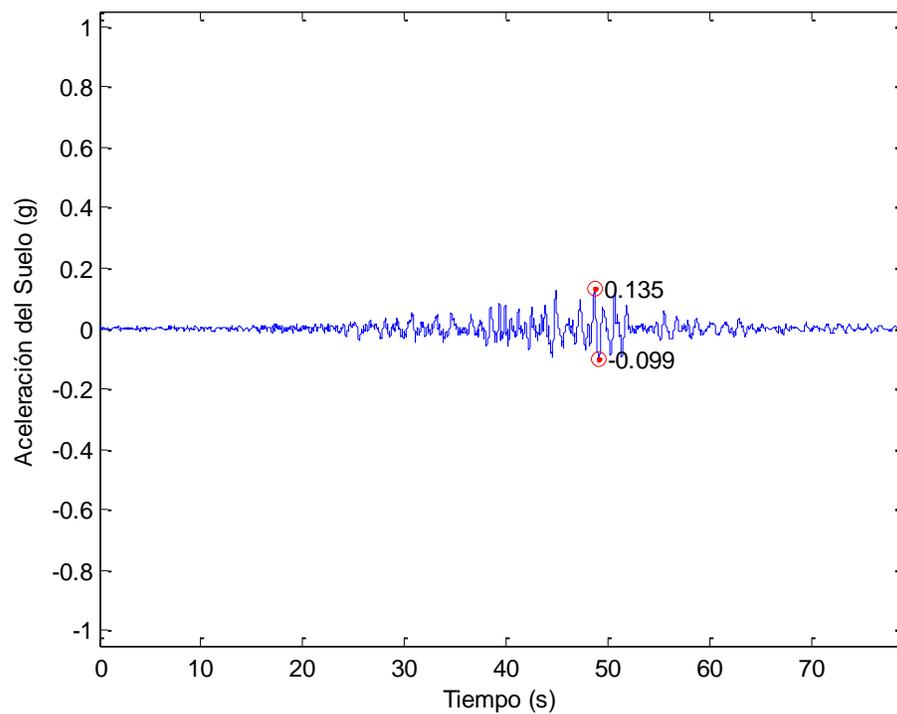


Figura IV-10. Registro de Aceleraciones Estación Valdivia, Sin escalar
Fuente: Boroschek, R et al.

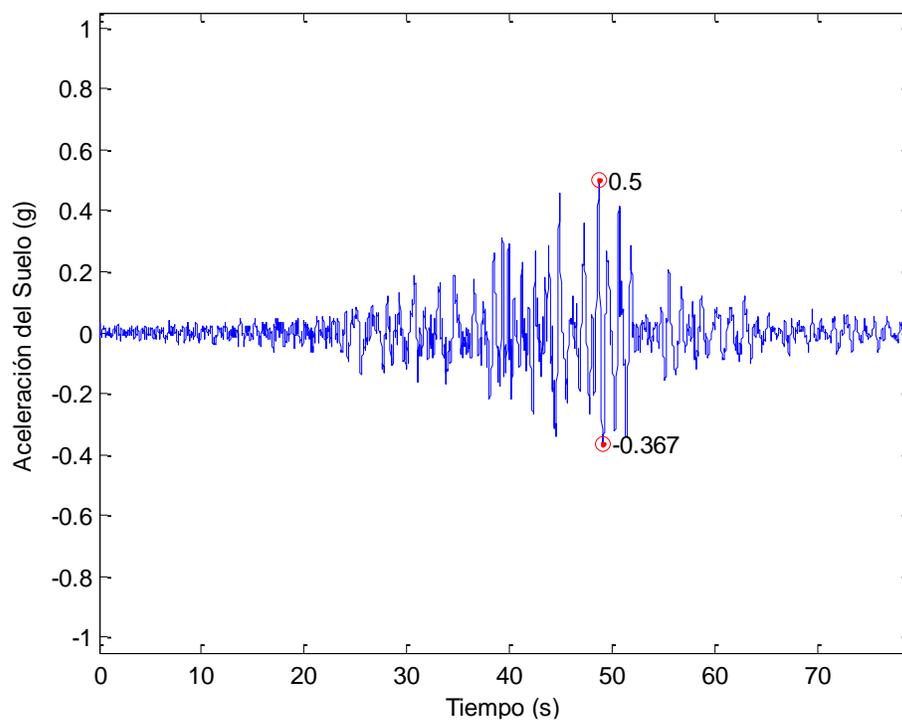


Figura IV-11. Registro de Aceleraciones Estación Valdivia, Escalado a 0.5g.
Fuente: Boroschek, R et al.

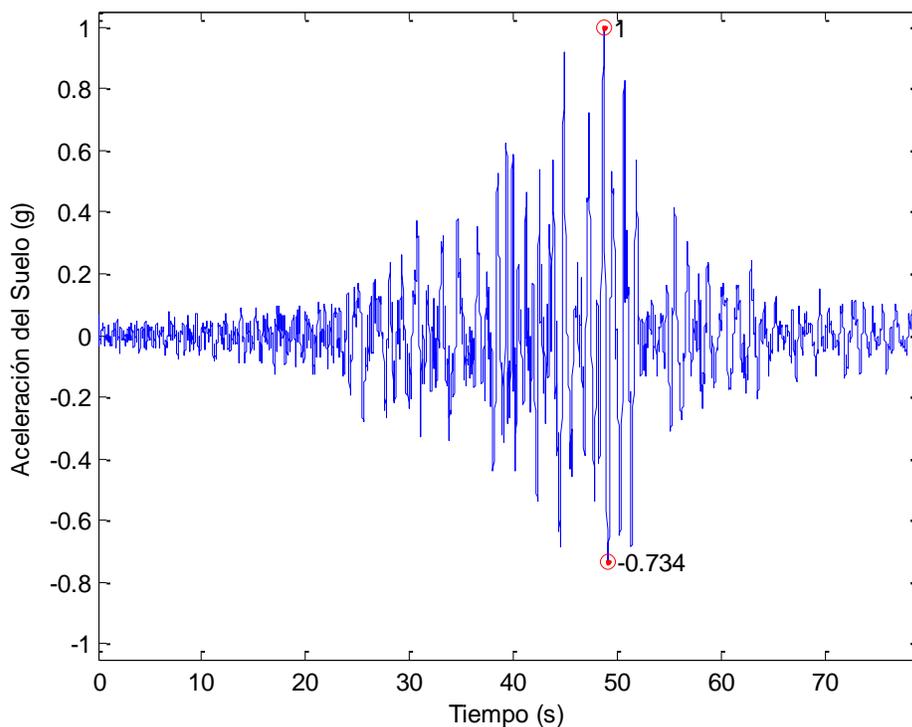


Figura IV-12. Registro de Aceleraciones Estación Valdivia, Escalado a 1.0g.
Fuente: Boroschek, R et al.

Debido al carácter no lineal del análisis a realizar, se determina definir un intervalo de integración menor al usualmente utilizado (0.005 segundos que corresponde al intervalo de muestreo de la mayoría de los registros disponibles de los últimos eventos sísmicos), por tanto se interpolan todos los registros a un intervalo de muestreo de 0.002 s.

IV.2 Modelación de Amortiguamiento Estructural

Para cada uno de los registros definidos, se realiza el análisis dinámico no lineal considerando cuatro formulaciones distintas para el amortiguamiento.

IV.2.1 Caso 1

Se realiza análisis en programa SAP 2000, con matriz de amortiguamiento constante calculada a partir de la matriz de rigidez inicial y los parámetros a_0 y a_1 constantes.

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}$$

En la expresión anterior M , K y C son las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento respectivamente, los parámetros a_0 y a_1 se obtienen a partir del sistema de ecuaciones indicado en el capítulo I de este informe, fijando las razones de amortiguamiento modal en las frecuencias iniciales.

IV.2.2 Caso 2

Idéntico al Caso 1, pero calculado en el programa OpenSees. Este programa permite recuperar los períodos de vibración para todos los intervalos de integración, pudiendo evaluar como la estructura se va flexibilizando a medida que se desarrolla actividad plástica en las rótulas. La matriz C es:

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}$$

En la expresión anterior M , K y C son las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento respectivamente, los parámetros a_0 y a_1 se obtienen a partir del sistema de ecuaciones indicado en el capítulo I de este informe, fijando las razones de amortiguamiento modal en las frecuencias iniciales.

IV.2.3 Caso 3

Análisis en OpenSees con parámetros a_0 y a_1 constantes y matriz de rigidez tangente. Se calculan y almacenan las frecuencias de vibración para cada paso de integración:

$$C = a_0 M + a_1 K_t$$

En la expresión anterior M , K_t y C son las matrices de masa, rigidez tangente y amortiguamiento respectivamente, los parámetros a_0 y a_1 se obtienen a partir del sistema de ecuaciones indicado en el capítulo I de este informe, fijando las razones de amortiguamiento modal en las frecuencias iniciales.

IV.2.4 Caso 4

Análisis en OpenSees con parámetros a_0 y a_1 variables y matriz de rigidez tangente. Se calculan y almacenan las frecuencias de vibración para cada paso de integración y cuando existe una variación en la frecuencia, se actualiza la curva de Rayleigh, recalculando los parámetros a_{0t} y a_{1t} de modo de mantener constantes las razones de amortiguamiento modales en las nuevas frecuencias. La matriz de amortiguamiento queda:

$$C = a_{0t} M + a_{1t} K_t$$

En la expresión anterior M , K_t y C son las matrices de masa, rigidez tangente y amortiguamiento respectivamente, los parámetros a_{0t} y a_{1t} se obtienen a partir del sistema de ecuaciones indicado en el capítulo I de este informe, cada vez que se produce una variación en las frecuencias de vibrar de la estructura.

Cada uno de los casos anteriormente descritos fue analizado fijando el amortiguamiento modal en los modos 1 y 3 y en los modos 1 y 2.

Según lo establecido anteriormente, se espera que los resultados de los casos 1 y 2 sean idénticos, ya que asumen las mismas hipótesis y su única diferencia radica en el programa utilizado para realizar la integración de la ecuación diferencial.

V. DESCRIPCION Y ANALISIS DE RESULTADOS

V.1 Tipo de Elemento No Lineal a Implementar en SAP2000.

Se realizan análisis dinámicos no lineales en estructuras genéricas para definir el elemento no lineal de SAP2000 que se utilizará en la modelación. Se obtienen los ciclos de histéresis mostrados en las siguientes figuras:

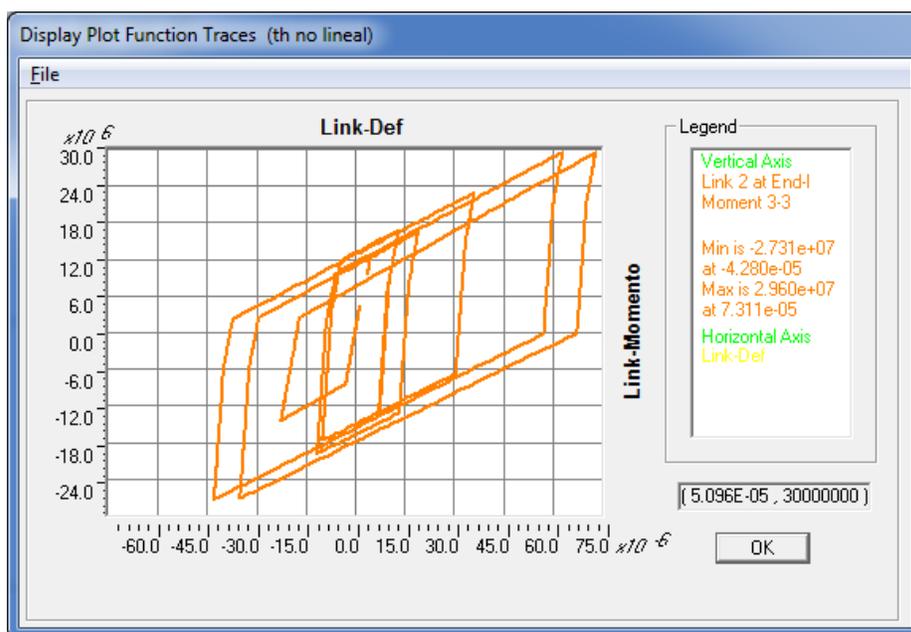


Figura V-1. Ciclos de Histéresis Elemento “Link/Multi-Linear Plastic”

Fuente: SAP2000

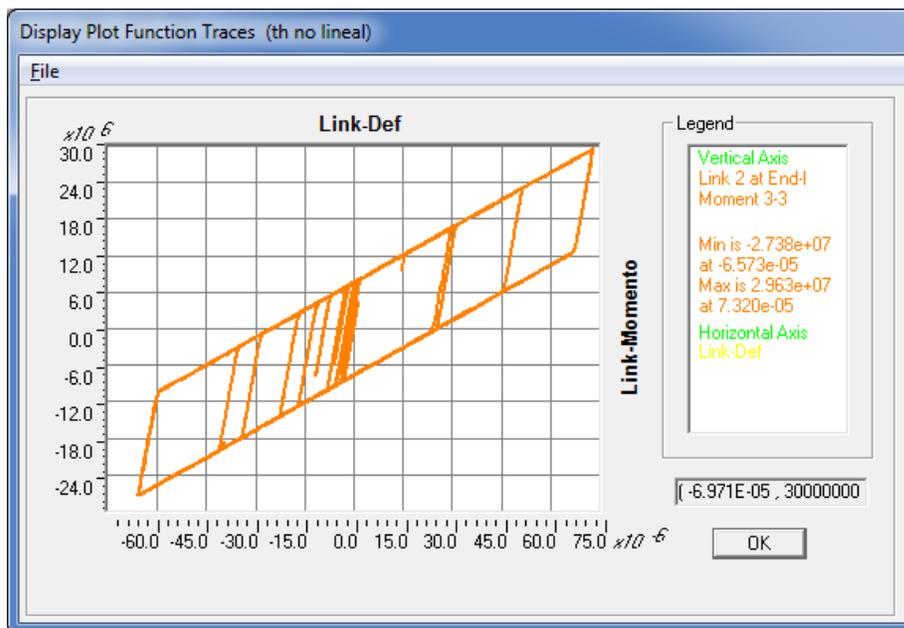


Figura V-2. Ciclos de Histéresis Elemento “Link/Plastic (Wen)”

Fuente: SAP2000

Se observa que el ciclo obtenido para el elemento “Multi-Linear Plastic” no es consecuente con la regla de endurecimiento cinemático asignada, en virtud de lo cual se decide no utilizar este elemento para el estudio. No hay evidencias para indicar si la curva presentada responde a un problema de visualización o realmente se presenta inestabilidad numérica en la integración. No se desarrolla en mayor profundidad del tema, ya que escapa de los objetivos del trabajo.

V.2 Comparación Modelos SAP2000 y OpenSees

En este punto se compararán los parámetros relevantes de respuesta obtenidos en los casos 1 y 2 (idéntica formulación, desarrollada en distintas plataformas). Se muestran aceleraciones, desplazamientos y deformaciones relativas para el piso 3, calculados con el amortiguamiento fijado en los modos 1 y 3.

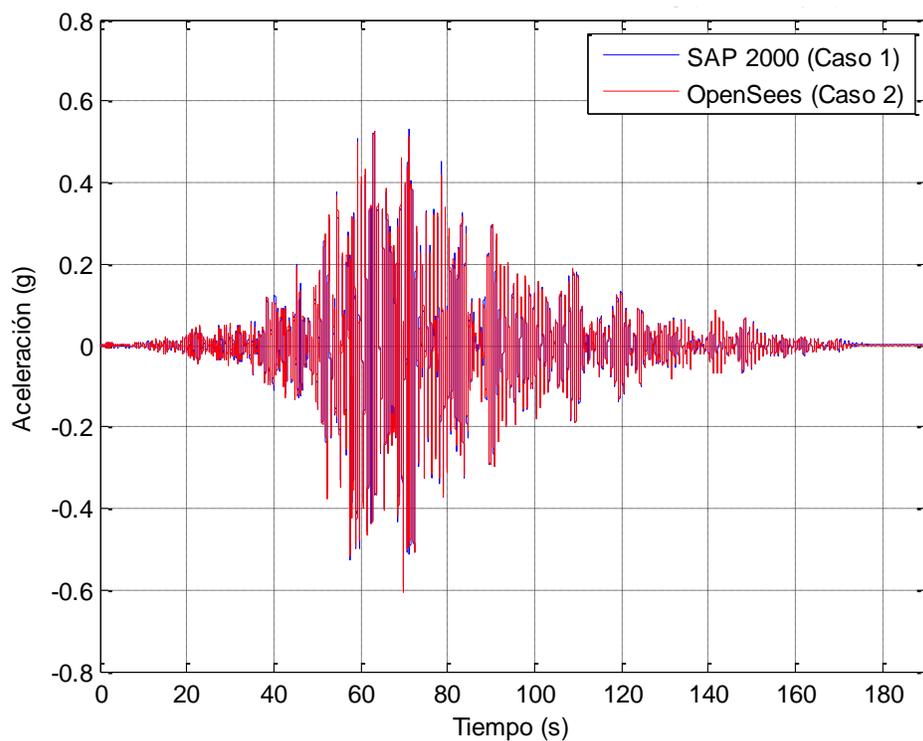


Figura V-3. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3

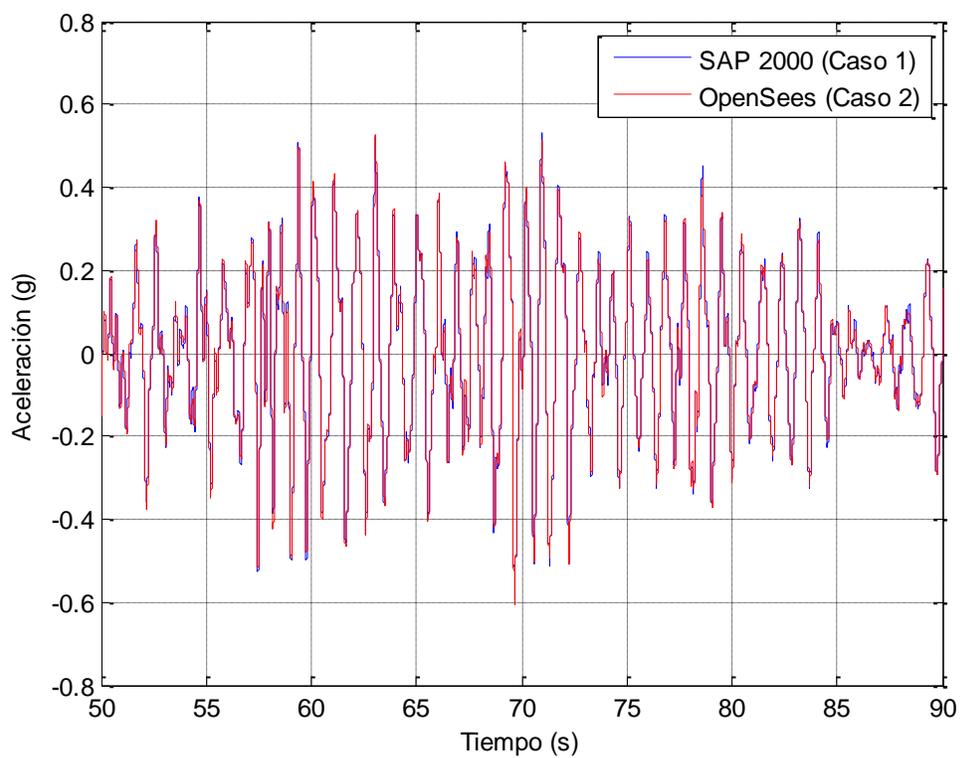


Figura V-4. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle

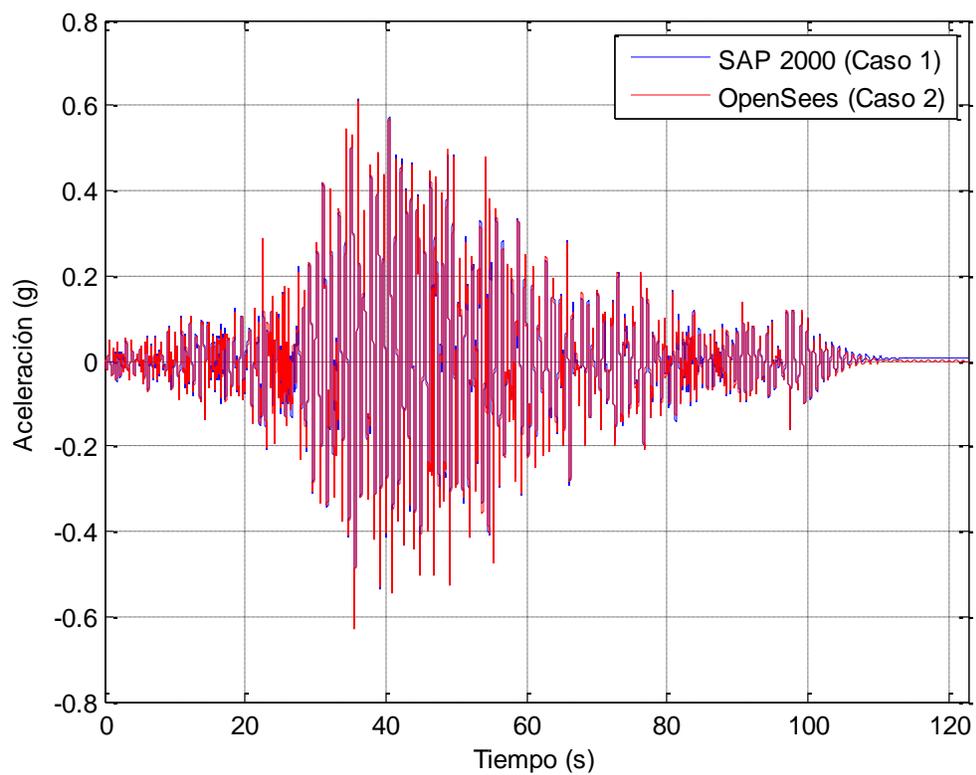


Figura V-5. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

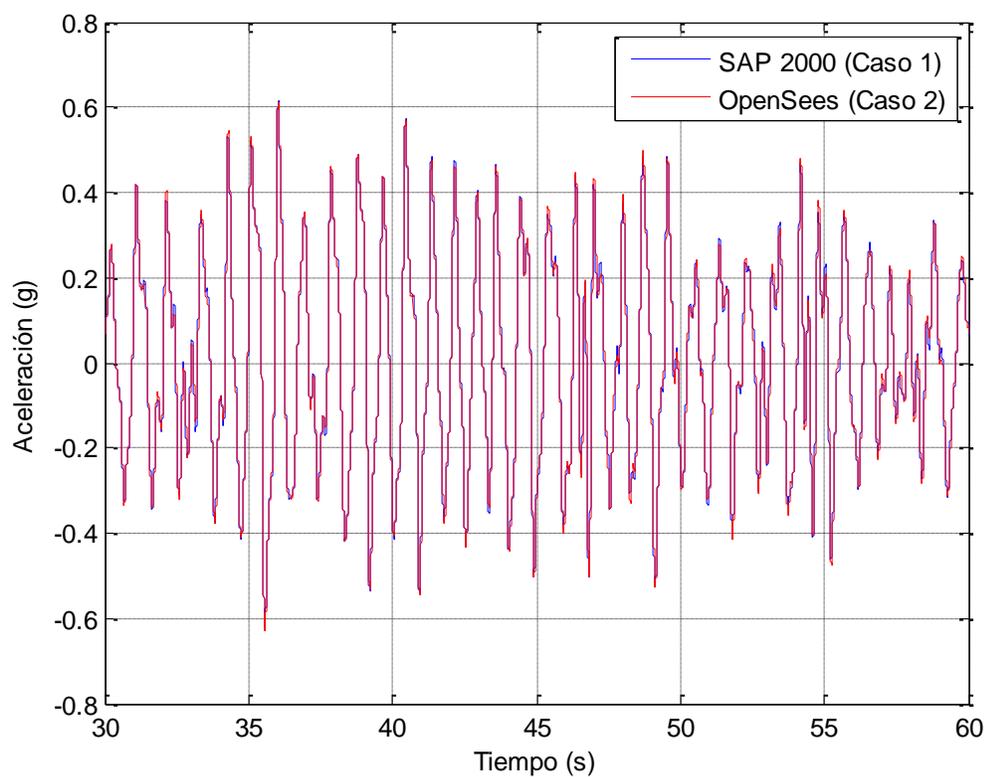


Figura V-6. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle

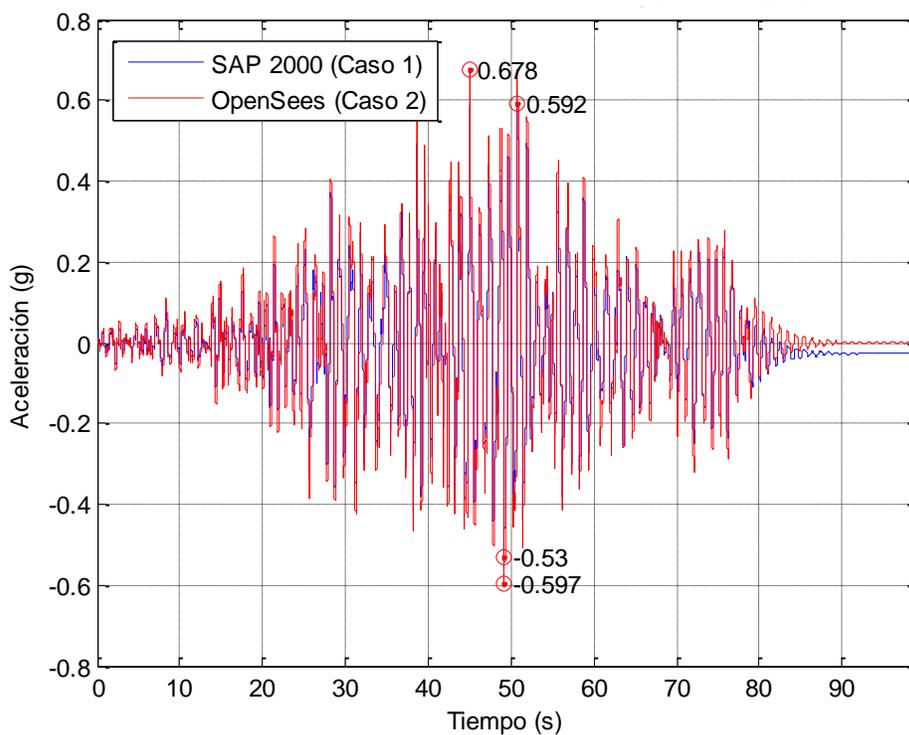


Figura V-7. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

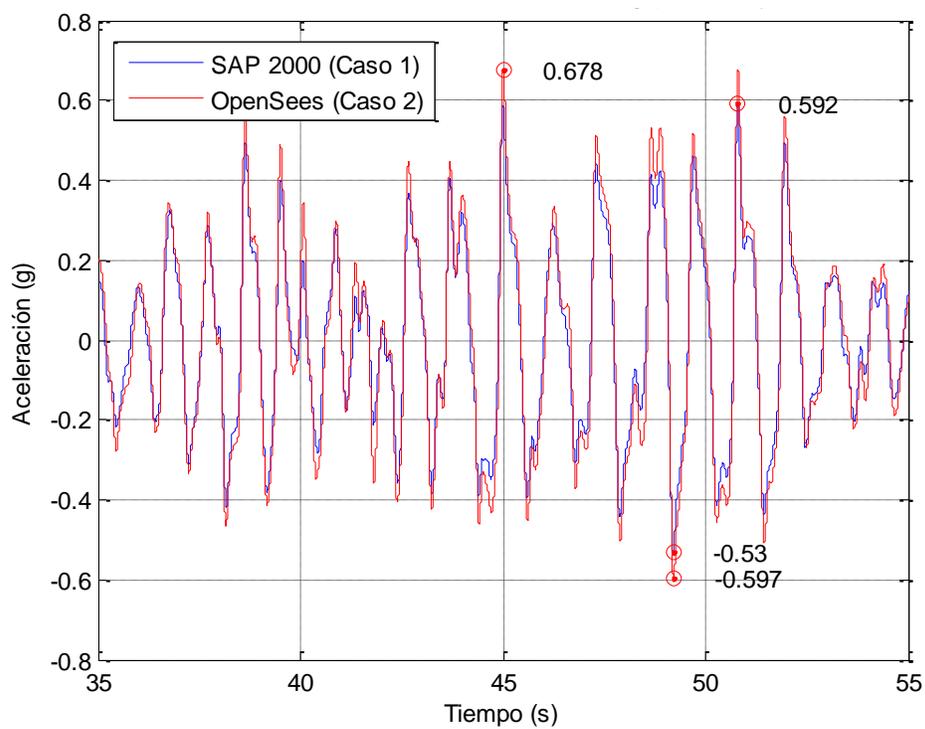


Figura V-8. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle

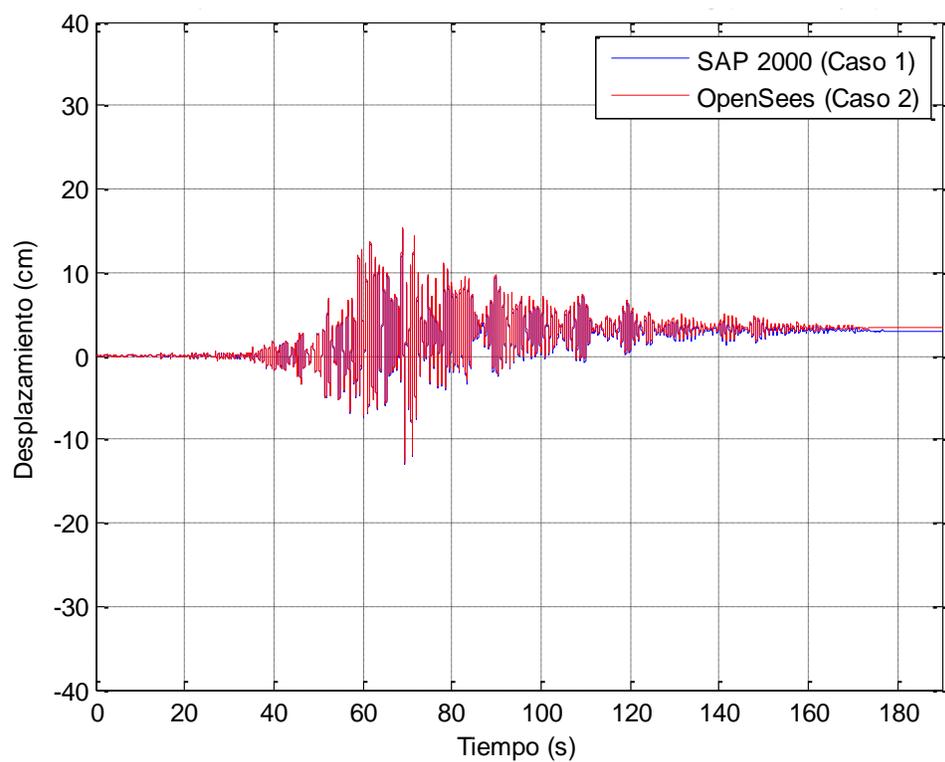


Figura V-9 Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

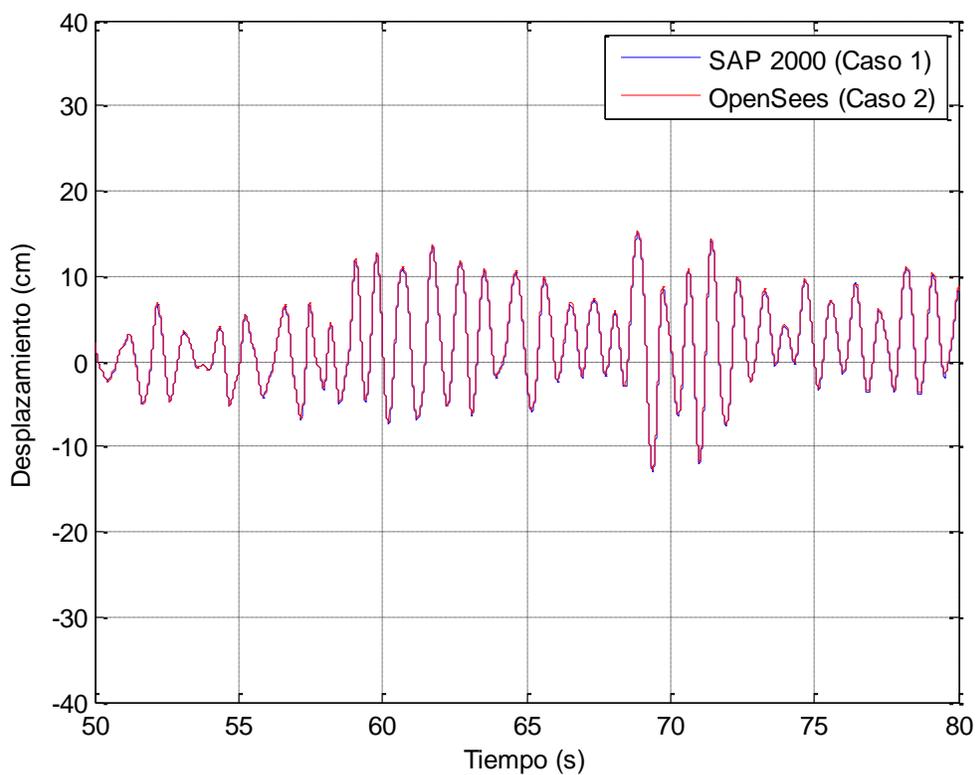


Figura V-10. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

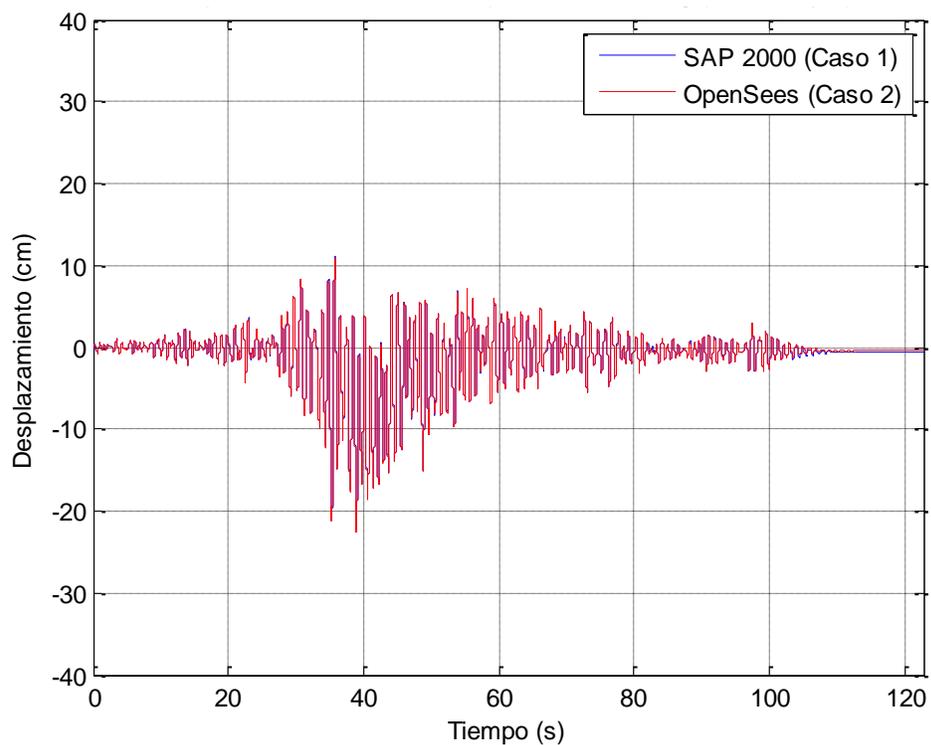


Figura V-11. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

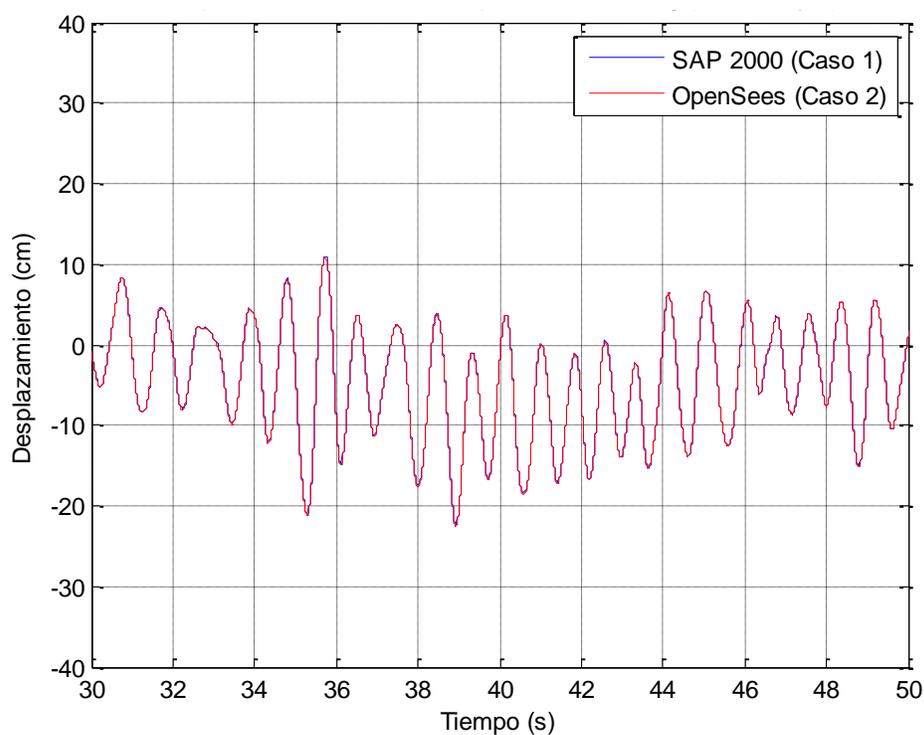


Figura V-12. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

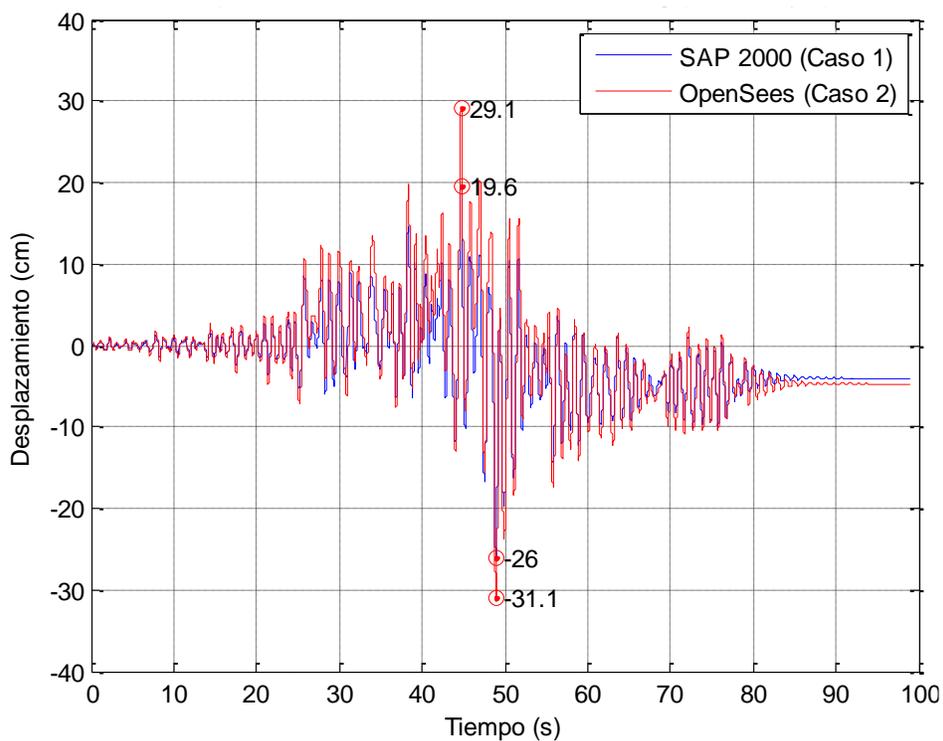


Figura V-13. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

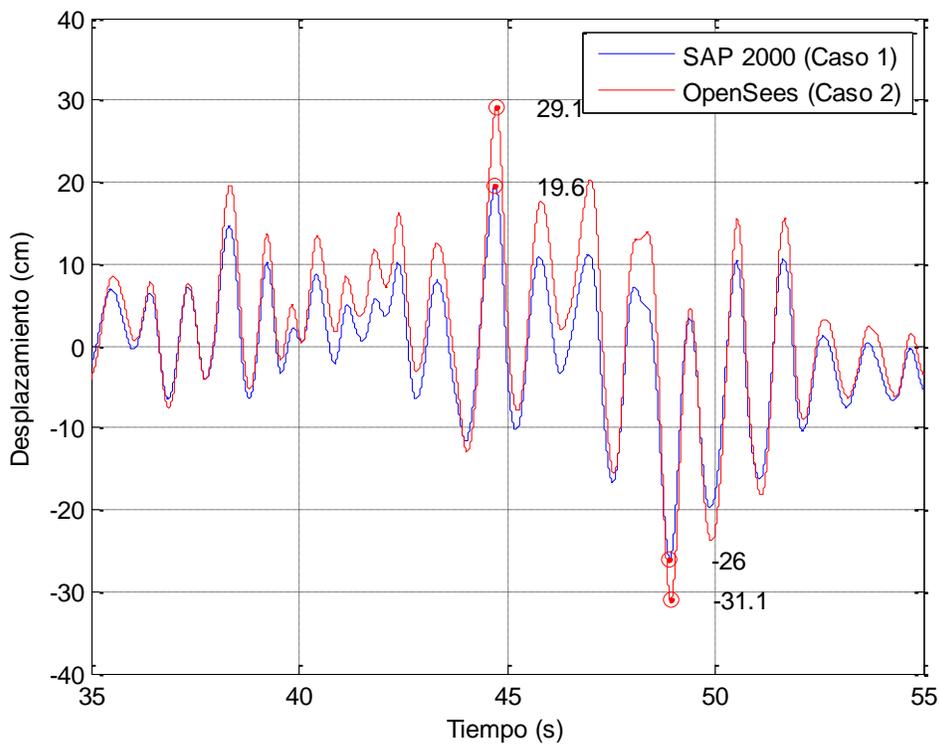


Figura V-14. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle

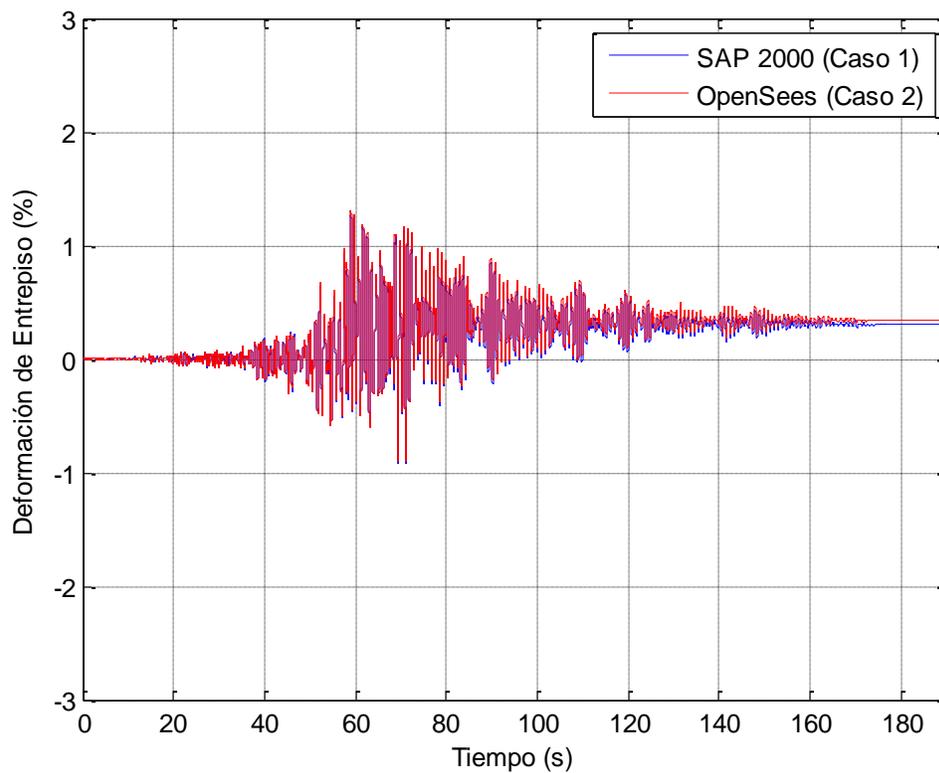


Figura V-15. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3

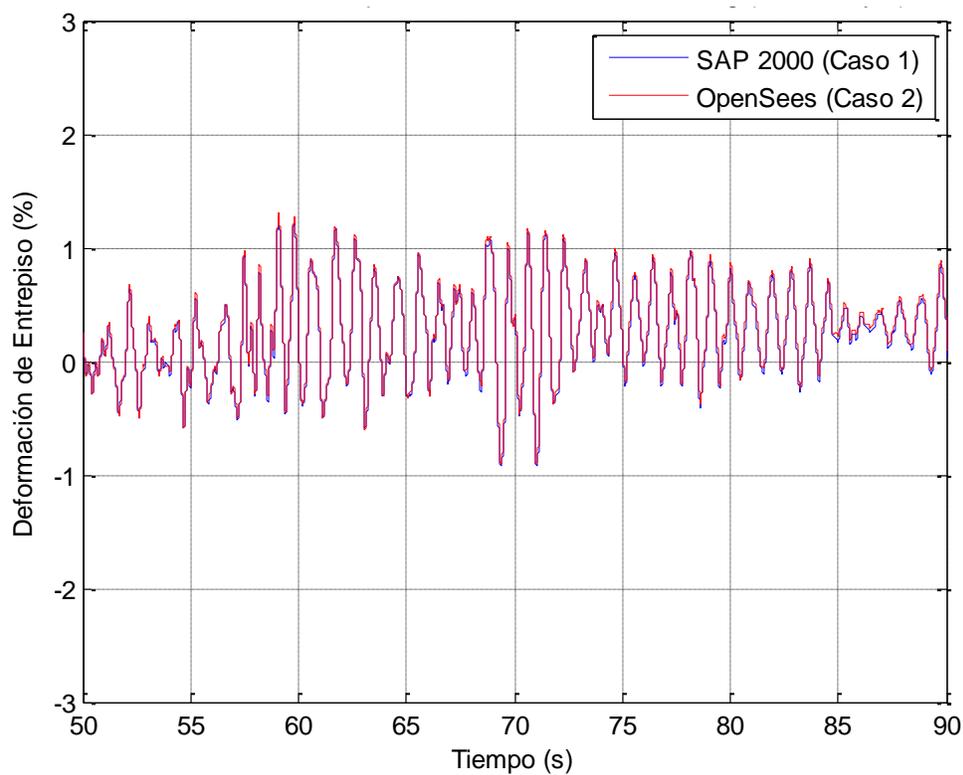


Figura V-16. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

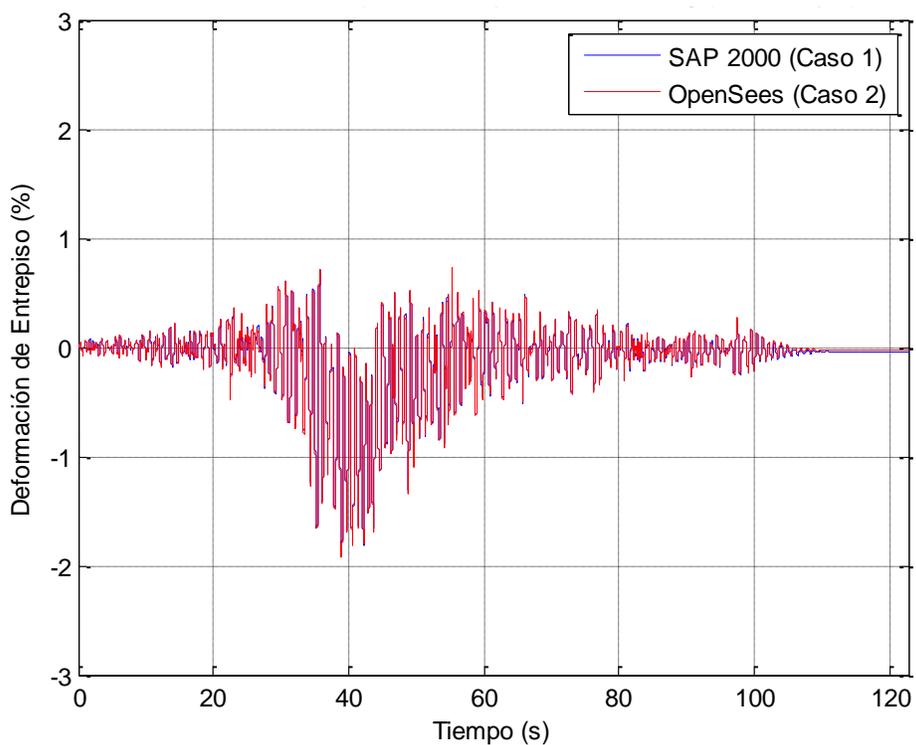


Figura V-17. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3

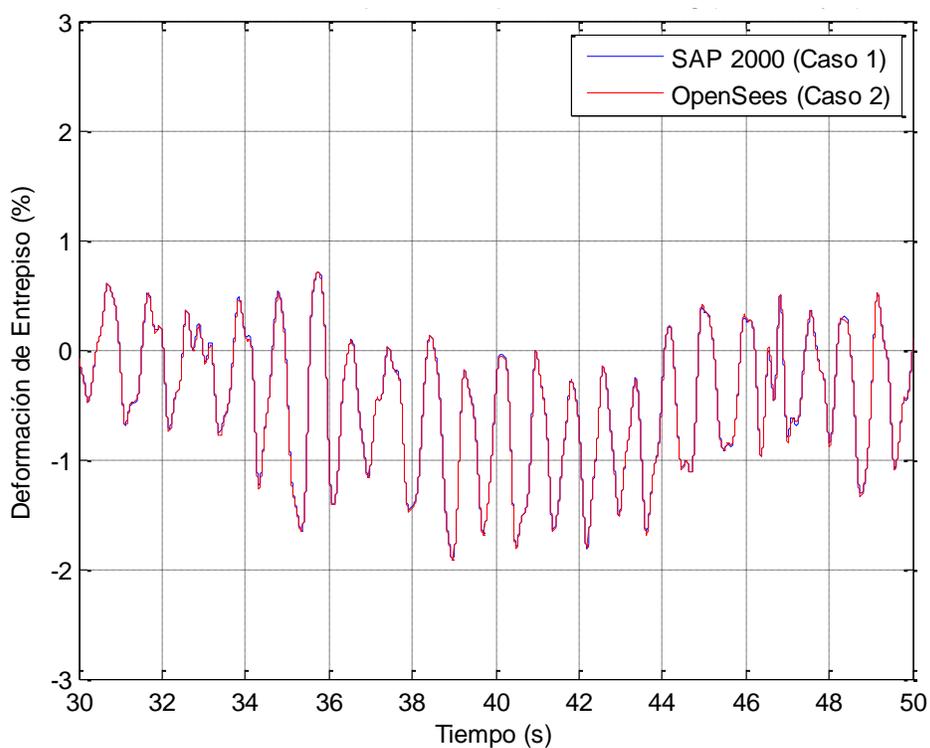


Figura V-18. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

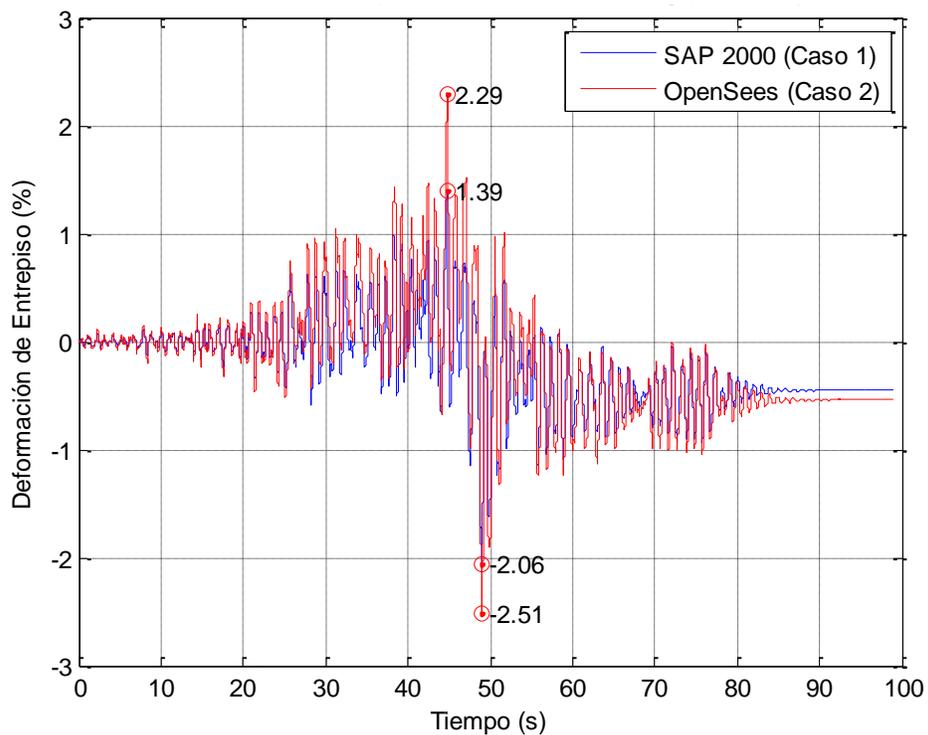


Figura V-19. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

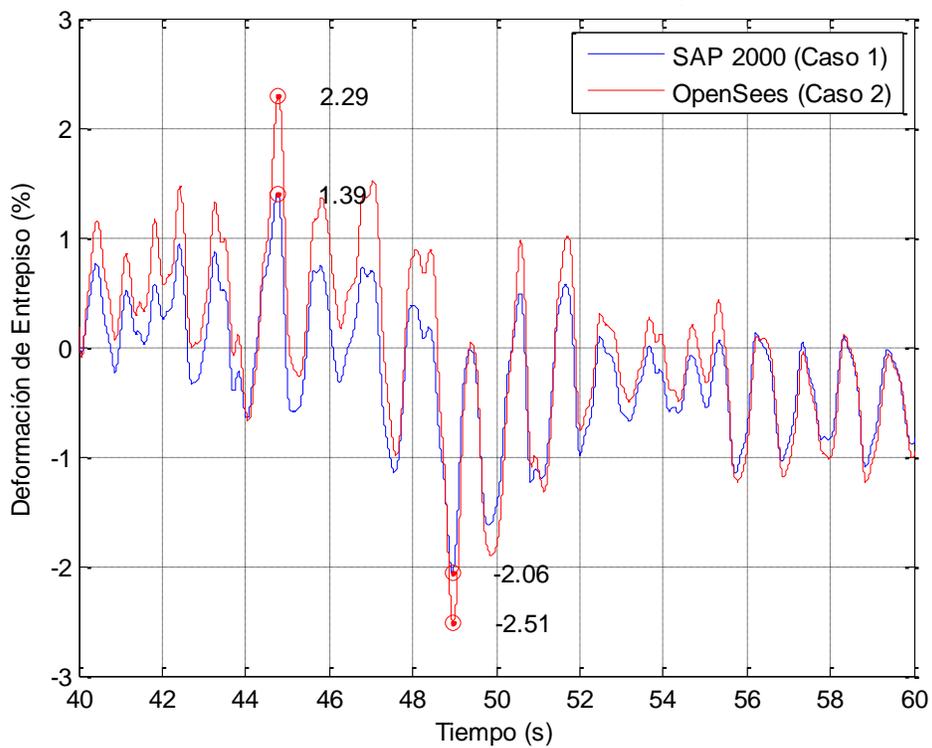


Figura V-20. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

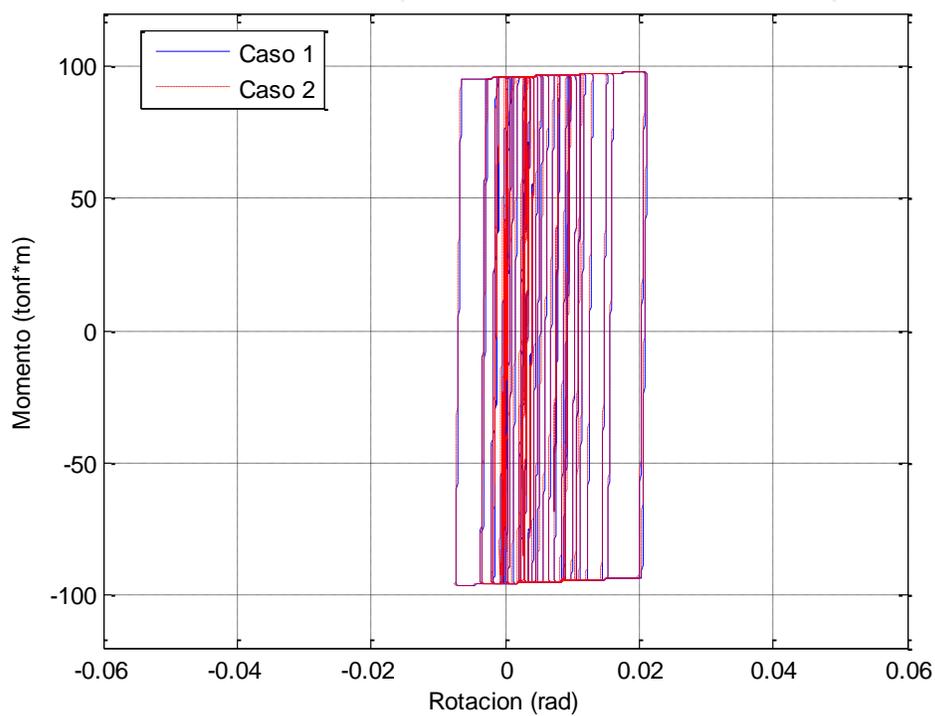


Figura V-21. Relación Momento Rotación R-V1, Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

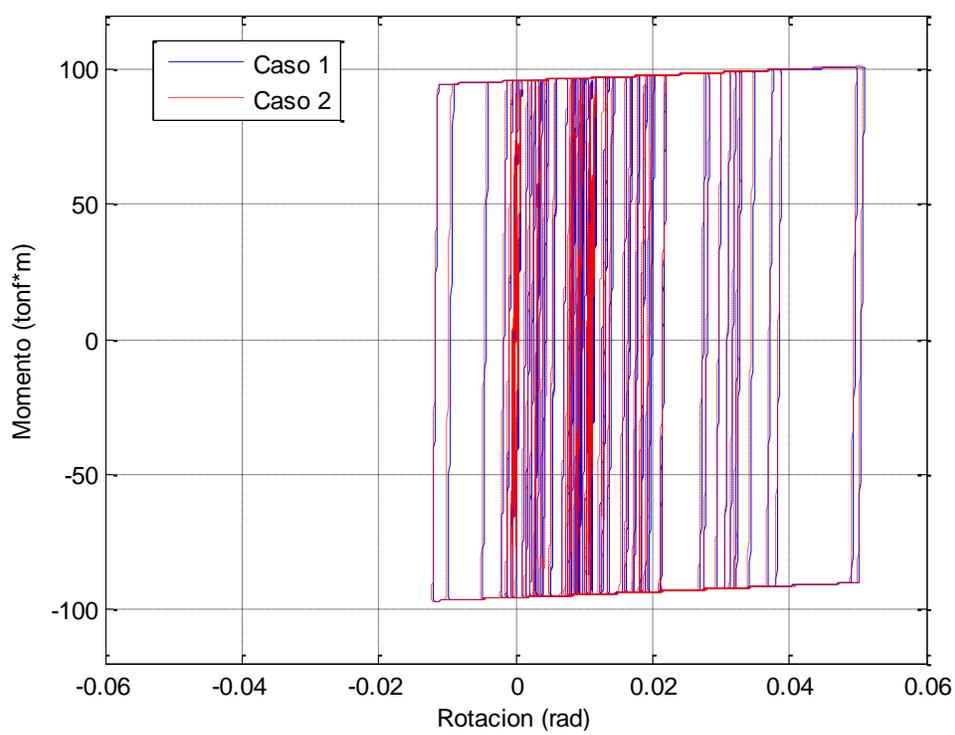


Figura V-22. Relación Momento Rotación R-V1, Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 3.

Se observa que para los registros de Viña del Mar y Valparaíso-Almendral las respuestas obtenidas en ambos programas son para efectos prácticos idénticas. El sismo de Valdivia presenta algún nivel de diferencia en los valores extremos calculados (que puede llegar a ser del orden de un 50% en el valor máximo de desplazamiento), aunque la forma (y por tanto el período de vibración) es similar en la respuesta calculada mediante ambos programas.

V.3 Efecto de Elección de Modos a Asignar Amortiguamiento.

Como se indicó anteriormente el amortiguamiento de Rayleigh permite fijar las razones de amortiguamiento modal en dos frecuencias definidas por el usuario. En una estructura con una alta influencia del primer modo como la estudiada, la elección de la frecuencia de vibrar del primer modo es mandatoria, sin embargo la frecuencia adicional a asignar amortiguamiento puede ser la segunda o la tercera. En los siguientes gráficos se muestran algunos parámetros de respuesta calculados con el amortiguamiento asignado en los modos 1 y 3 y en los modos 1 y 2.

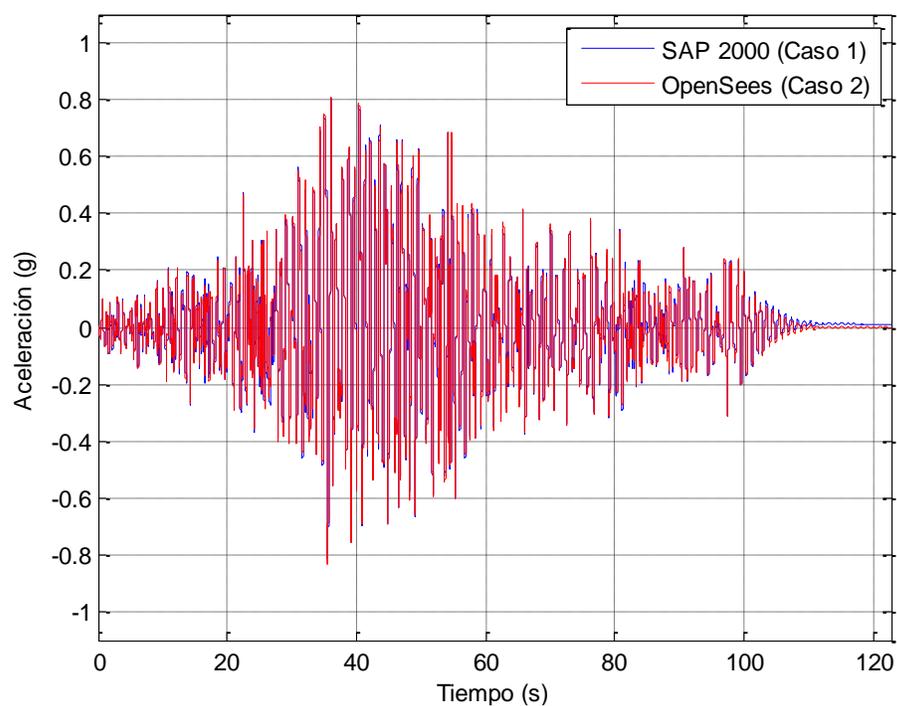


Figura V-23 Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 3.

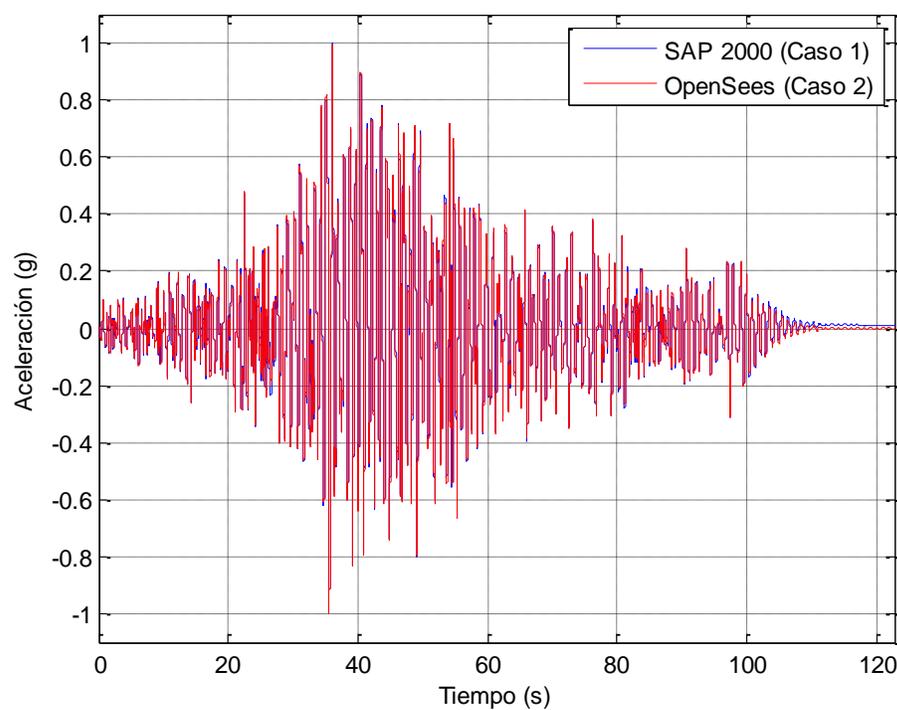


Figura V-24 Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 2.

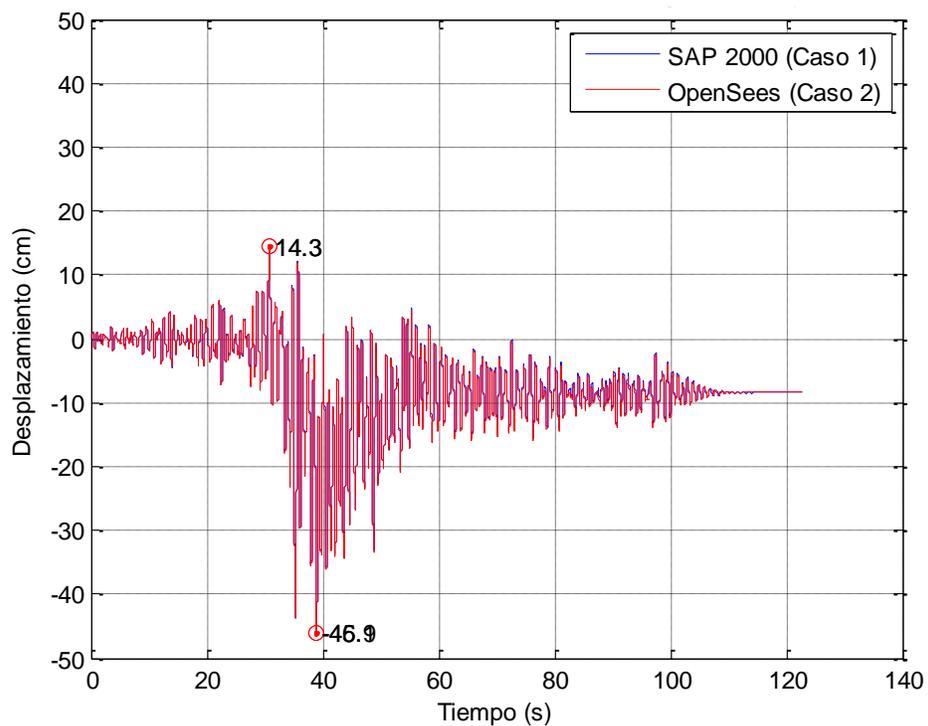


Figura V-25 Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 3.

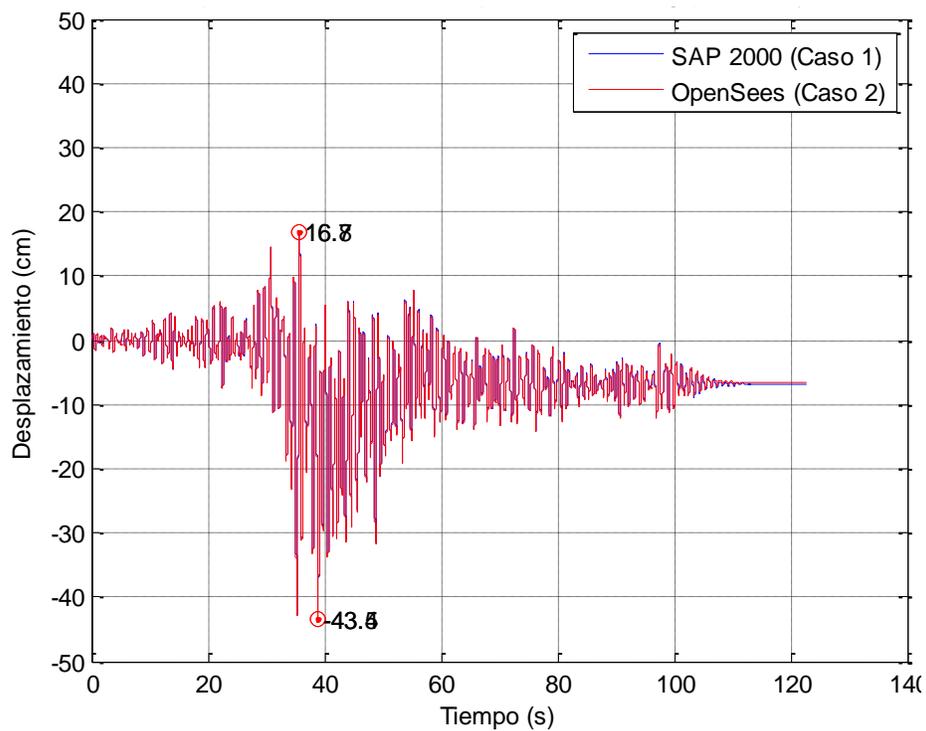


Figura V-26 Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Modos 1 y 2.

Se observa que la elección de las frecuencias a las cuales se asigna el amortiguamiento modal del 5% no genera diferencia significativa en la forma de las respuestas obtenidas, pero si alguna variación en los valores extremos calculados. Se observa por ejemplo que para los desplazamientos se presenta una variación en el desplazamiento máximo positivo de un 17% mientras que en el negativo es de un 8%. El desplazamiento máximo absoluto (46.9 cm) ocurre para la asignación modal en los modos 1 y 3, condición esperada ya que tal asignación es supuestamente mas conservadora, sin embargo en las aceleraciones por piso se observa un parámetro mayor de respuesta al asignar amortiguamiento en los modos 1 y 2.

V.4 Comparación en el tiempo de distintas formulaciones de amortiguamiento (Modos 1 y 3)

En los siguientes gráficos se muestran las respuestas en el tiempo de distintos parámetros de respuesta para todas las formulaciones de amortiguamiento definidas en el punto IV.2.

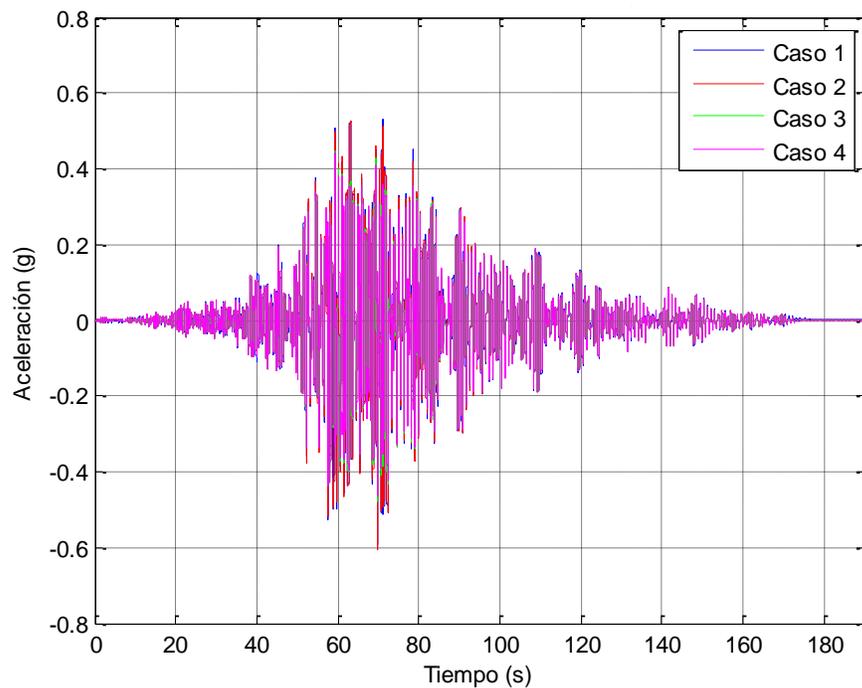


Figura V-27. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

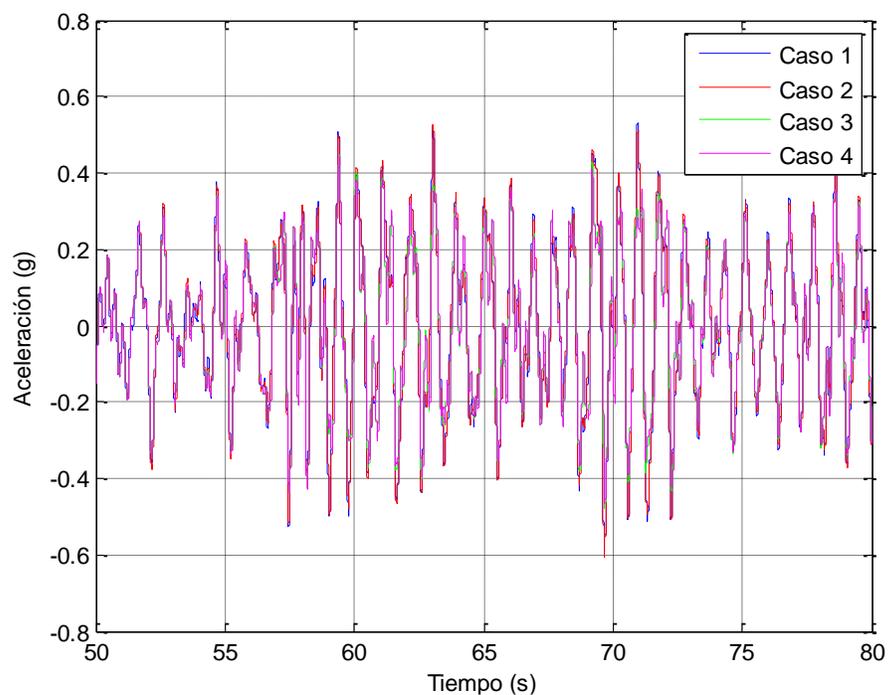


Figura V-28. Aceleración Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

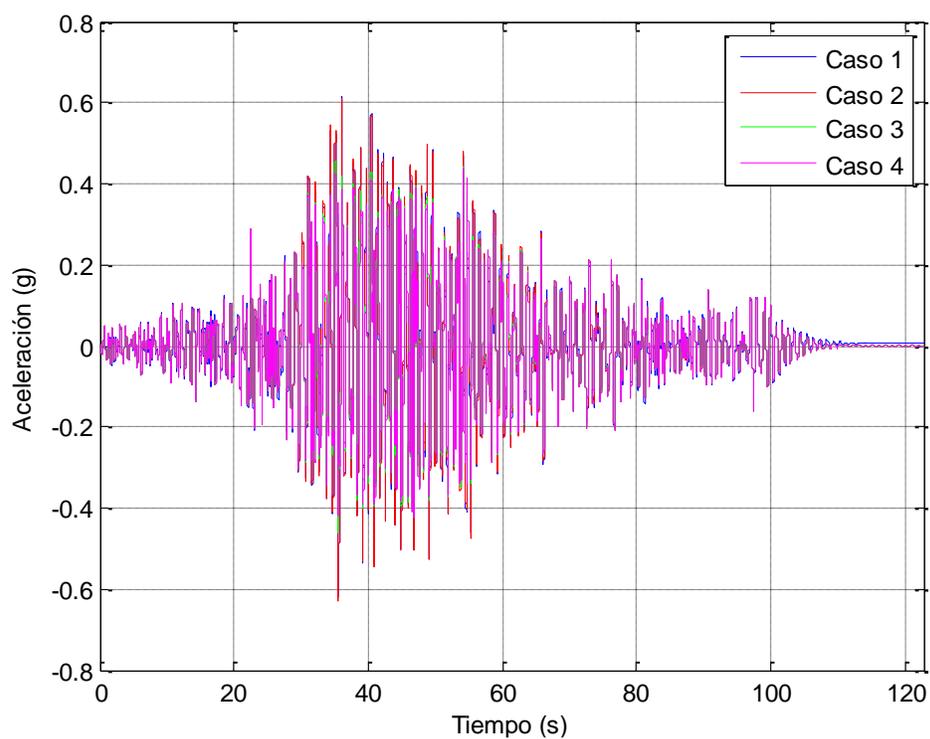


Figura V-29. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

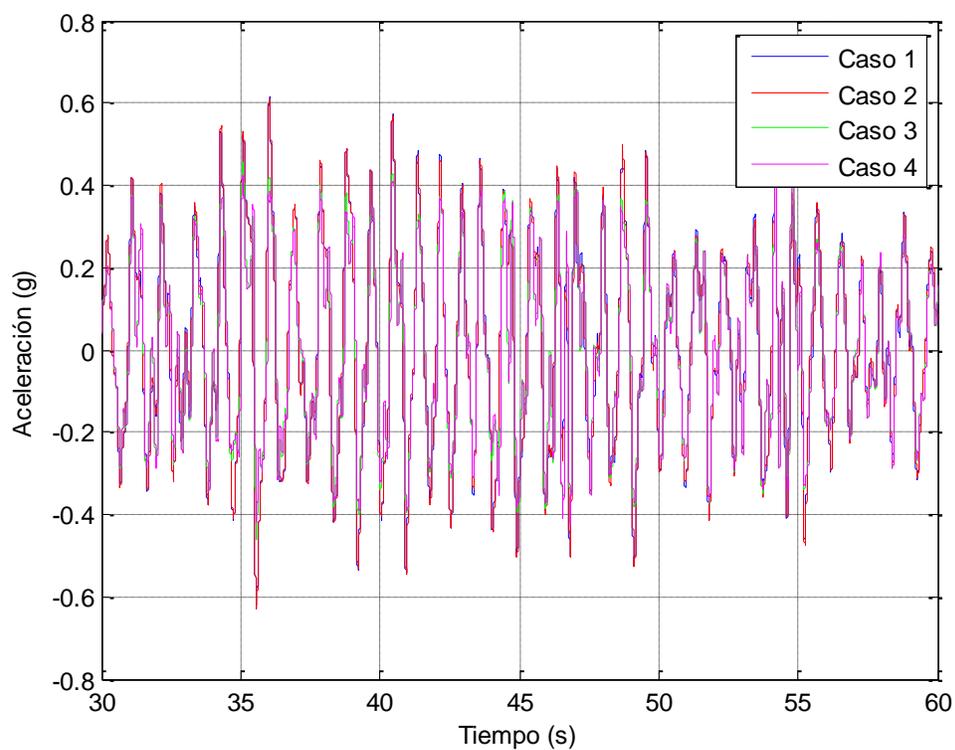


Figura V-30. Aceleración Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

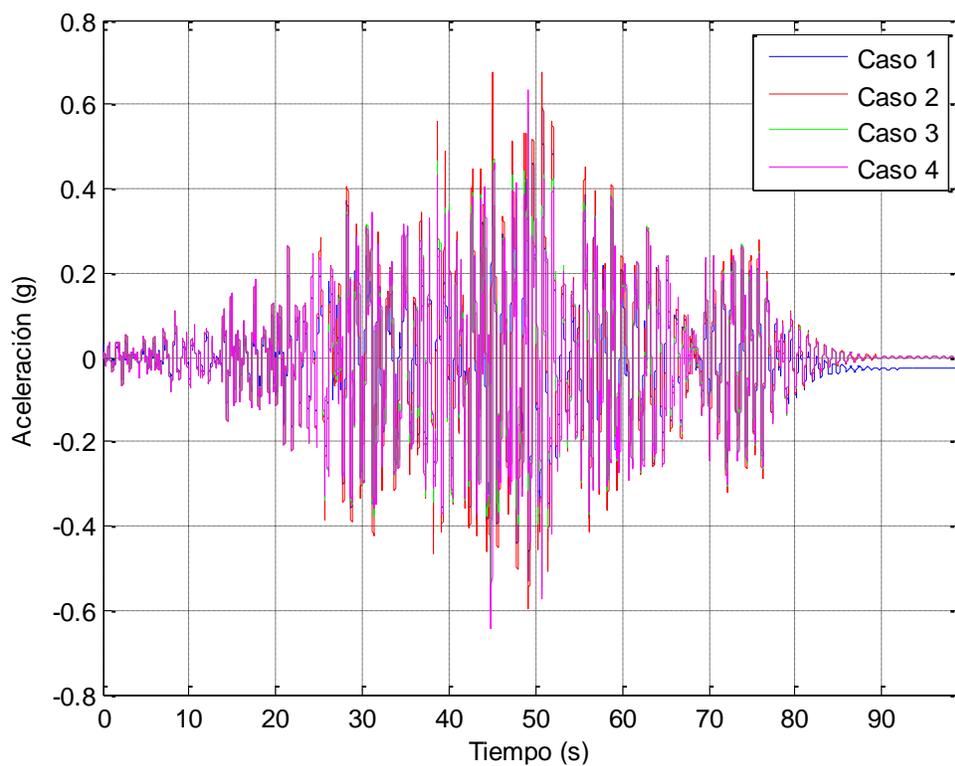


Figura V-31. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

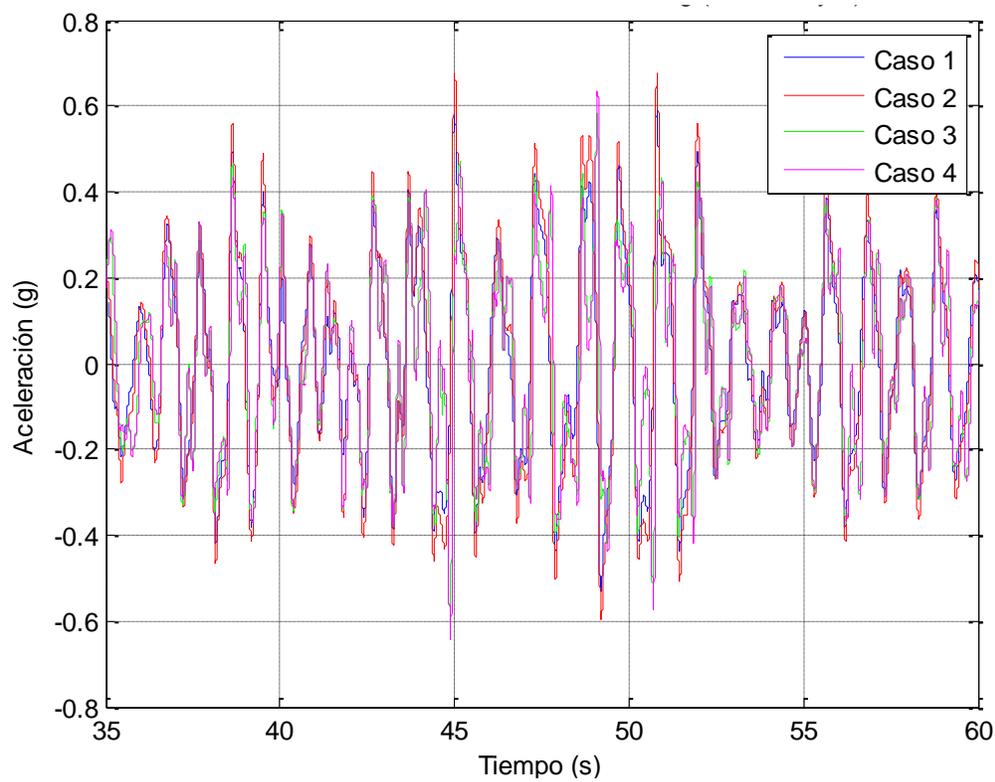


Figura V-32. Aceleración Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

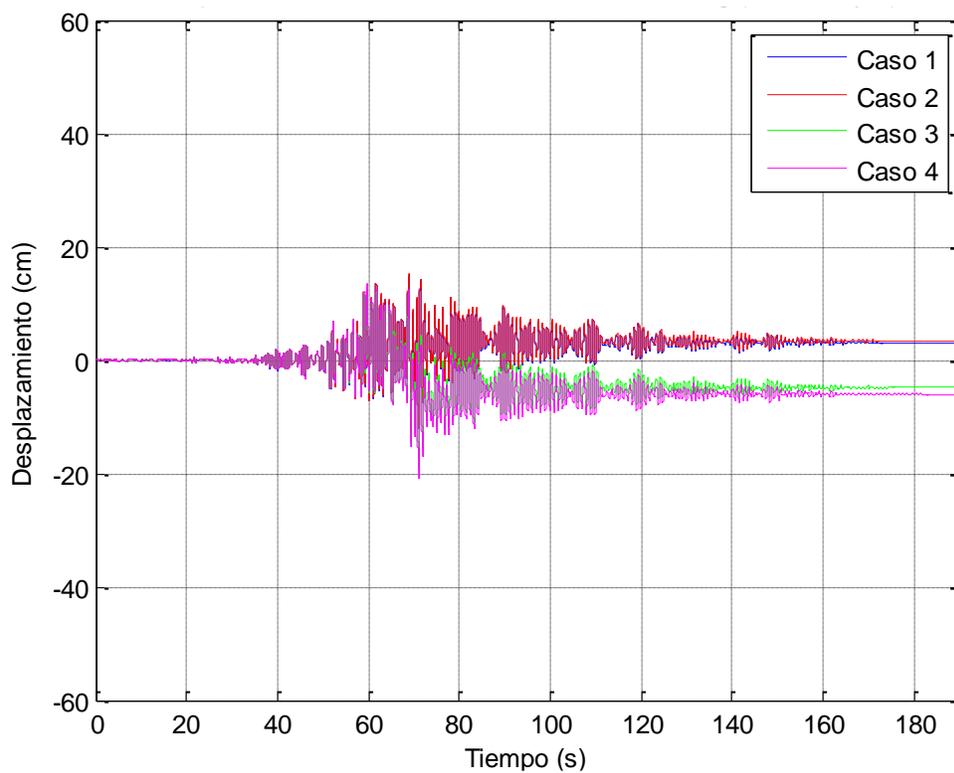


Figura V-33. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

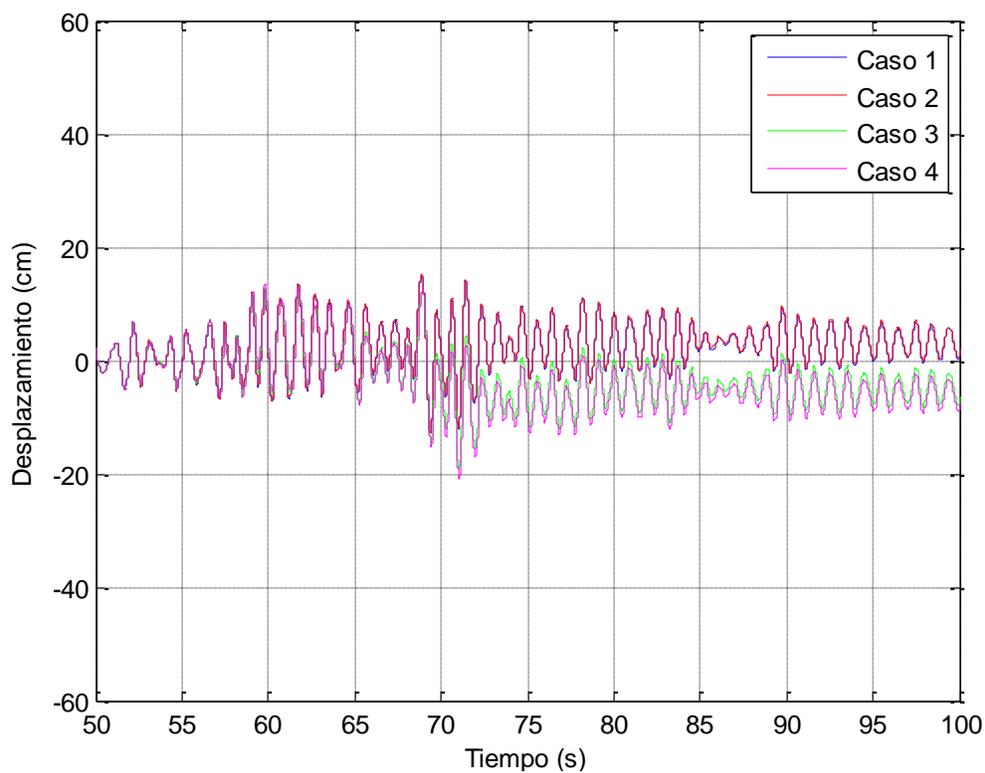


Figura V-34. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

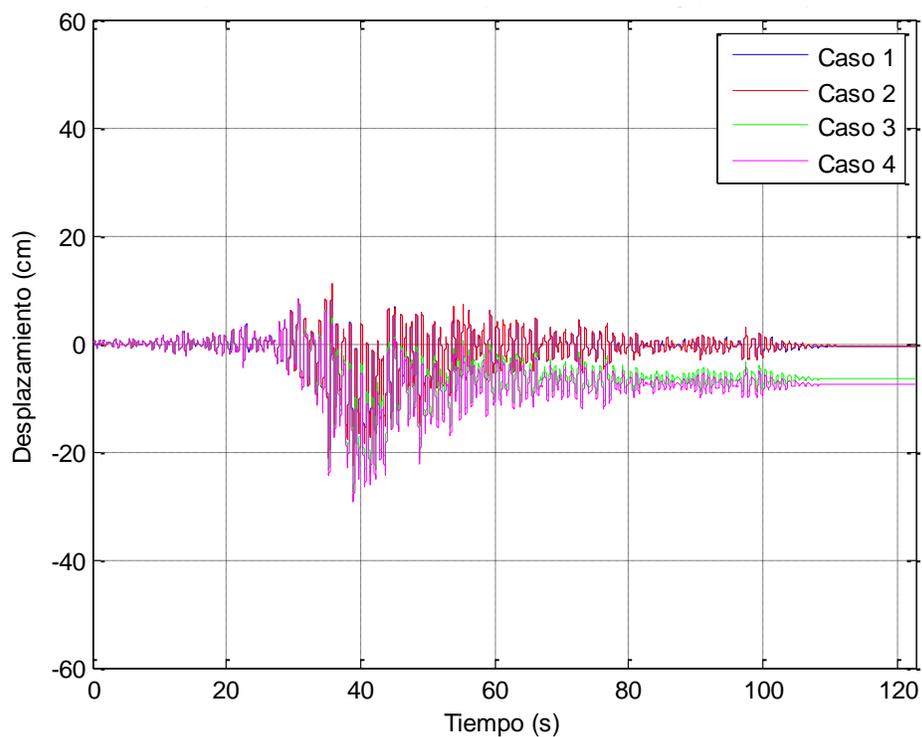


Figura V-35. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

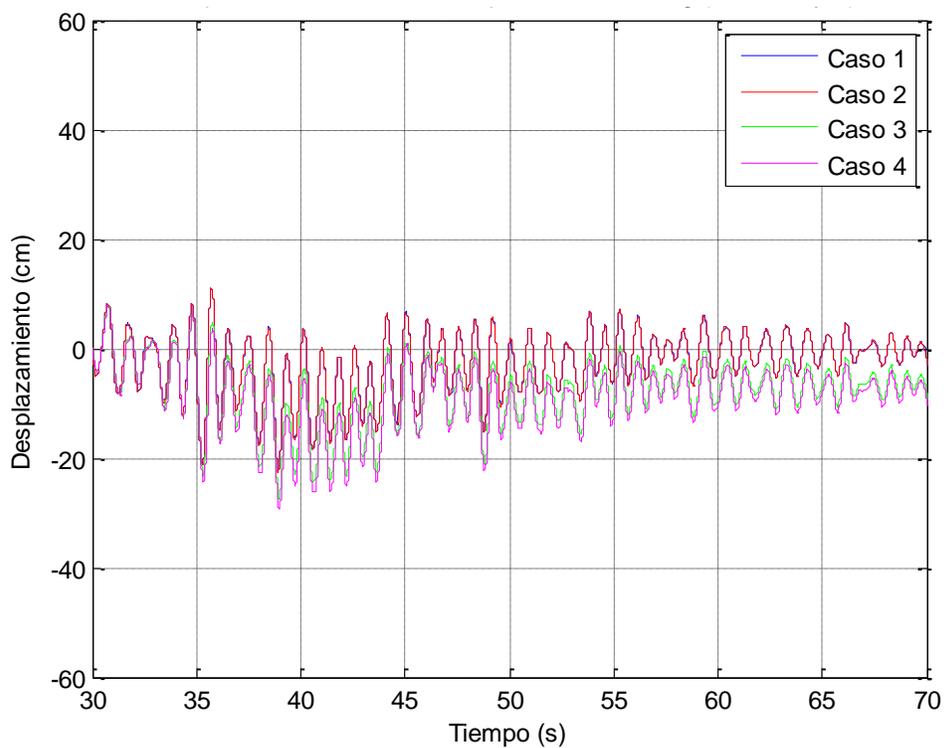


Figura V-36. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

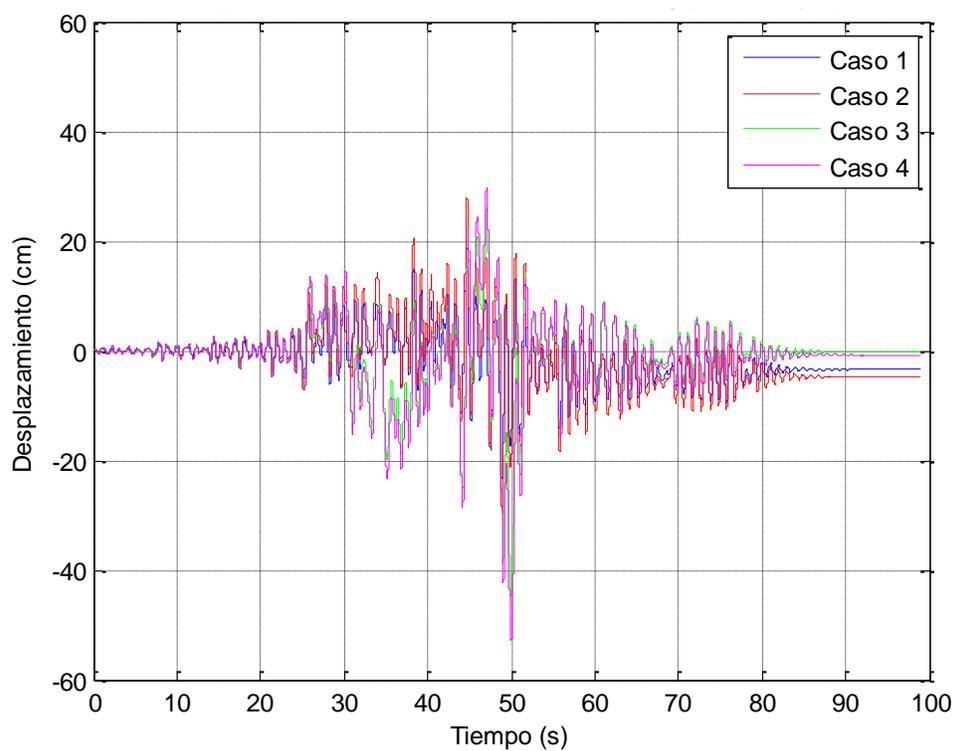


Figura V-37. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

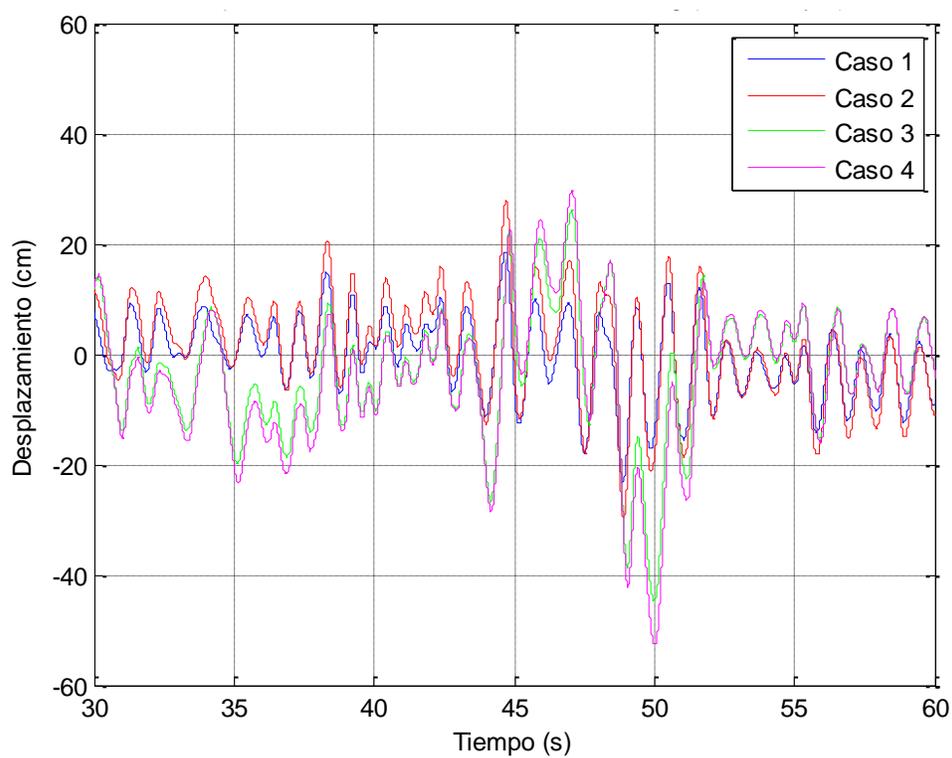


Figura V-38. Desplazamiento Piso N°3, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

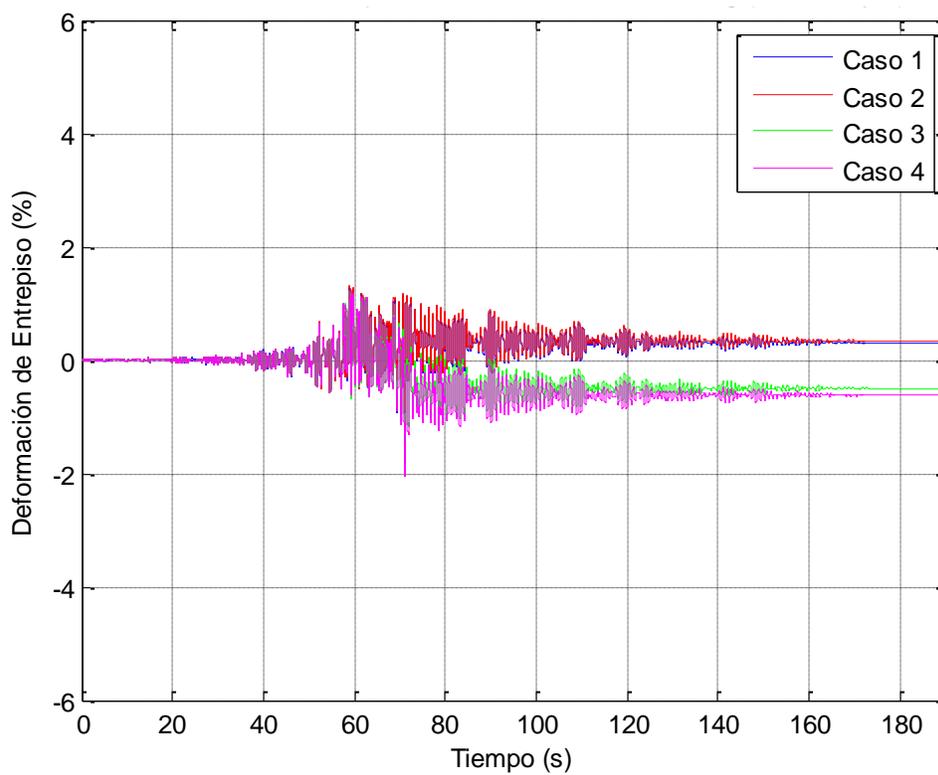


Figura V-39. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

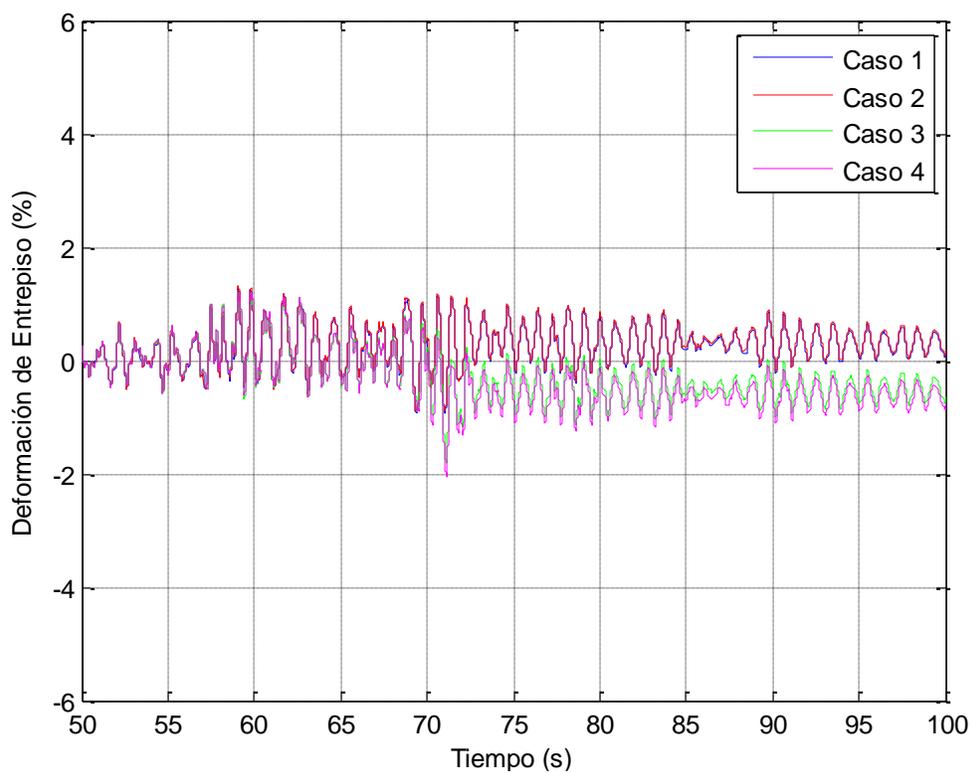


Figura V-40. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Viña PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

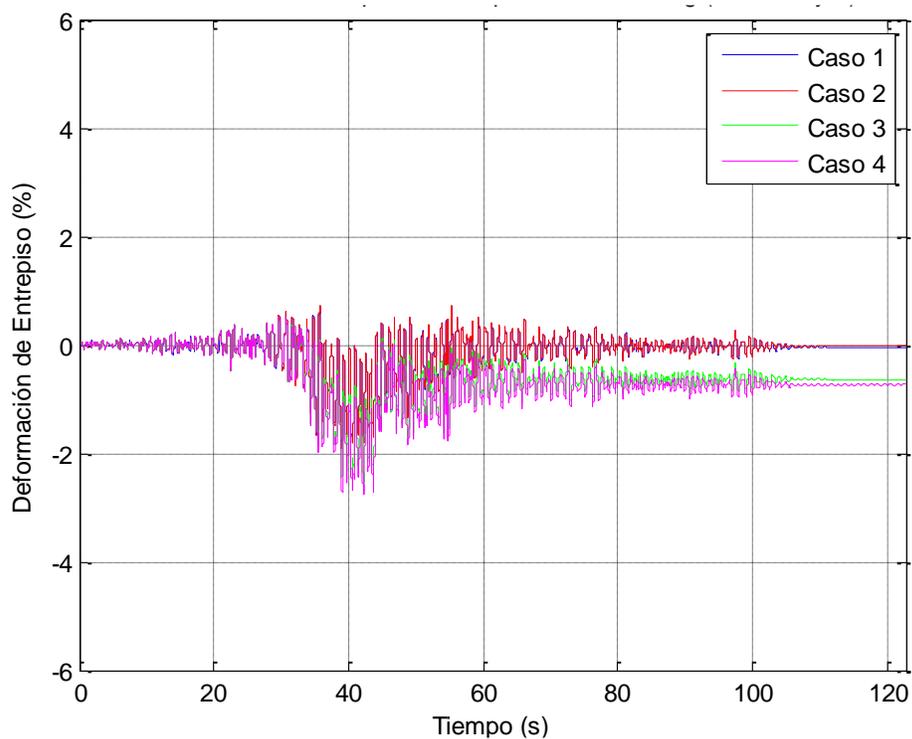


Figura V-41. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

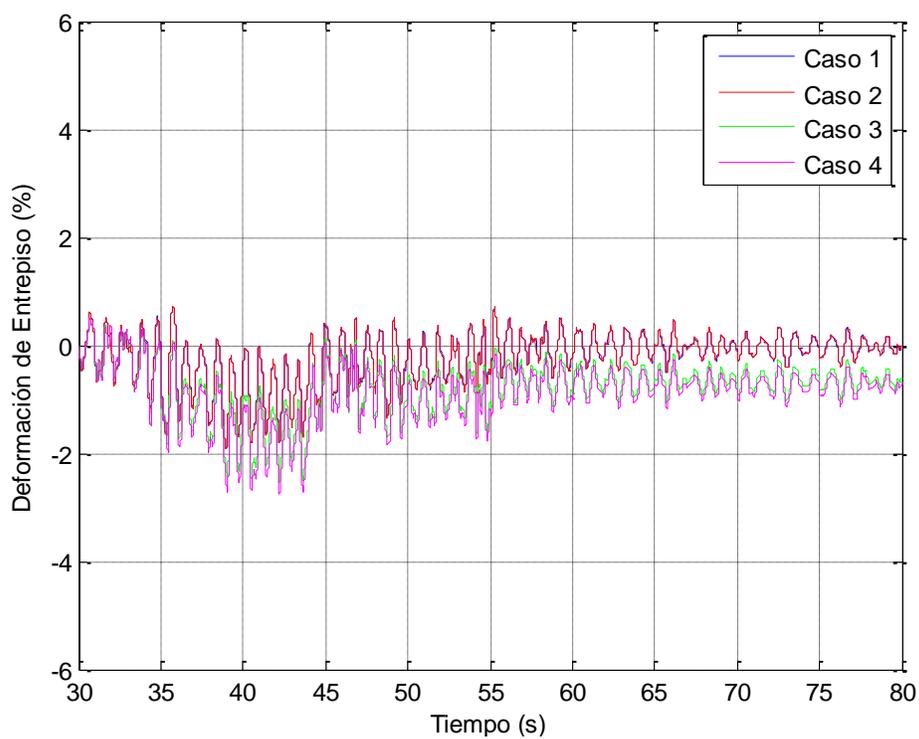


Figura V-42. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

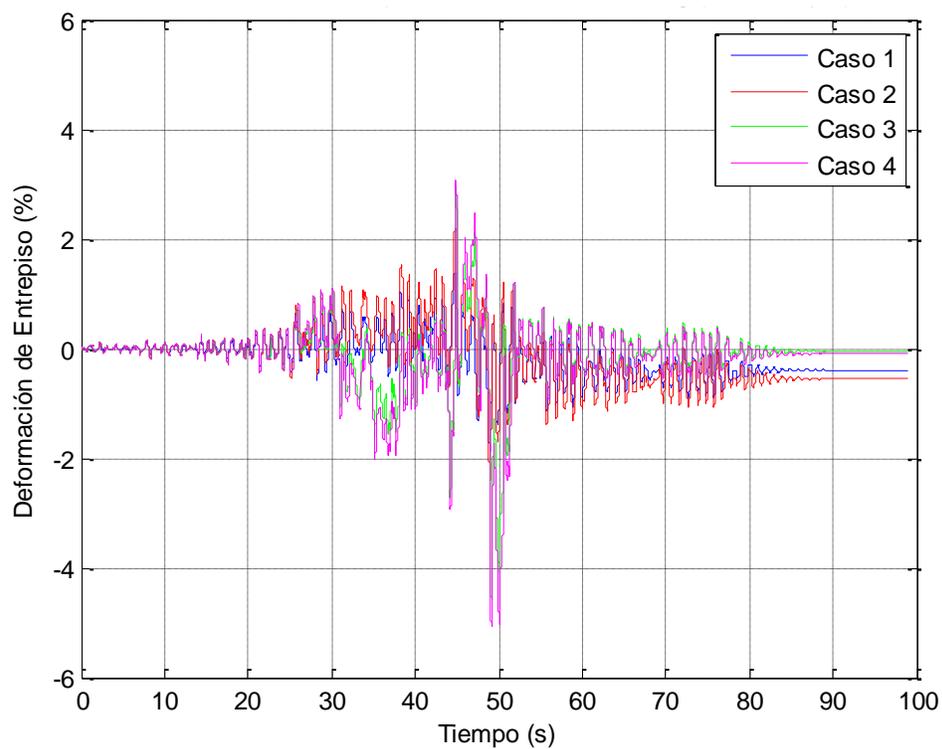


Figura V-43. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3.

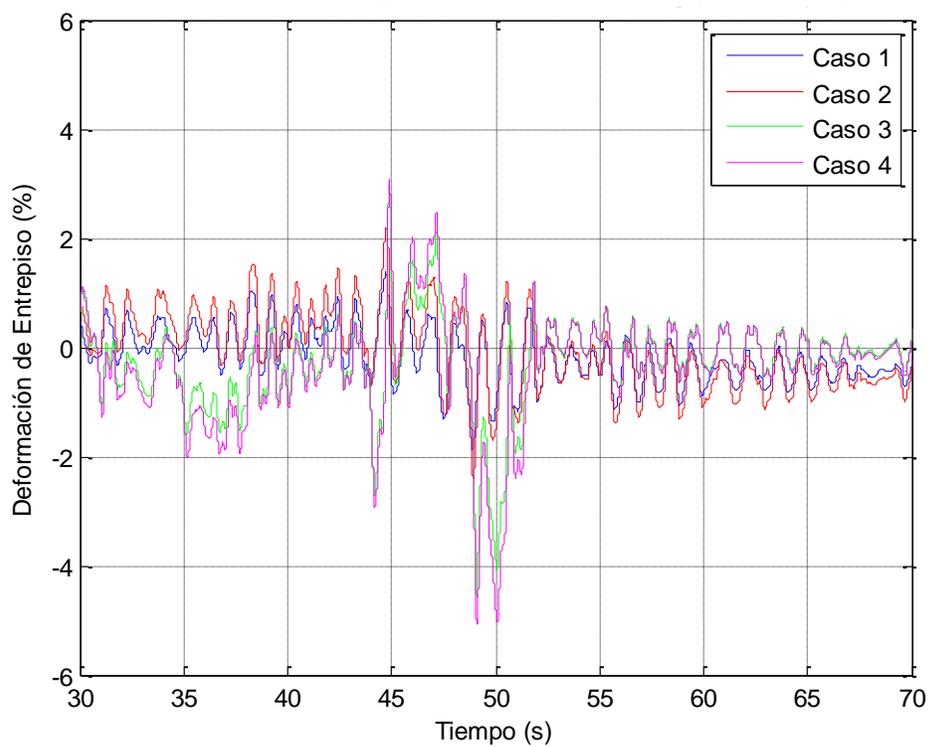


Figura V-44. Deformación de Entrepiso 3-2, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Modos 1 y 3, Detalle.

Se observa que la elección de la formulación de amortiguamiento de Rayleigh a aplicar tiene un efecto muy importante en los parámetros de respuesta calculados. Como se espera la respuesta para los casos 1 y 2 es semejante, ya que solo se está considerando la modificación del programa utilizado para calcular la respuesta. Adicionalmente se observa que las respuestas obtenidas para los casos 3 y 4 son en general bastante cercanas entre sí, a pesar de que la formulación es conceptualmente diferente.

Se observa un efecto importante en el desplazamiento residual obtenido al comparar la respuesta de los casos 1 y 2 con la respuesta de los casos 3 y 4. Por ejemplo se observa que utilizando la formulación tradicional (casos 1 y 2) para integrar el sismo de Valparaíso se obtiene una deformación residual cercana a 0 cm, sin embargo al implementar alguno de los casos 3 o 4 tal deformación aumenta a 8 cm.

En lo relativo a las aceleraciones de piso el comportamiento en el tiempo es bastante más complejo de analizar y no se presenta tendencia clara.

V.5 Comparación respuestas máximas para distintas formulaciones de amortiguamiento.

En los siguientes gráficos se muestra el máximo (tanto en el sentido positivo como en el sentido negativo) en el tiempo de cada uno de los distintos parámetros de respuesta para cada piso. Todas las respuestas están calculadas fijando la razón de amortiguamiento modal en los modos 1 y 3.

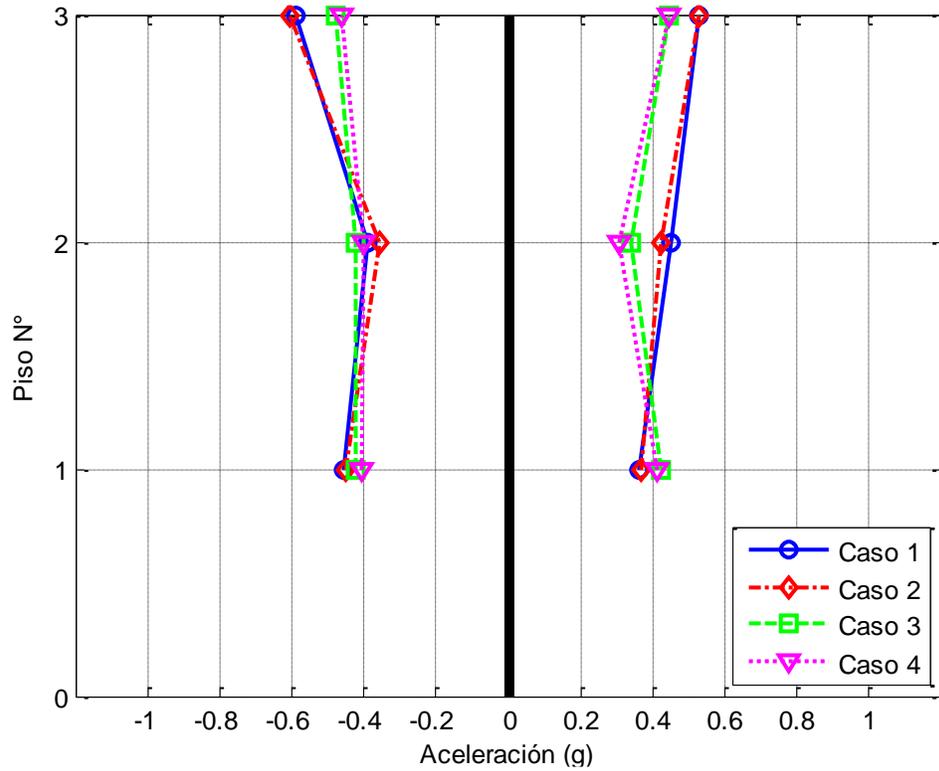


Figura V-45. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Viña del Mar PGA=0.5g

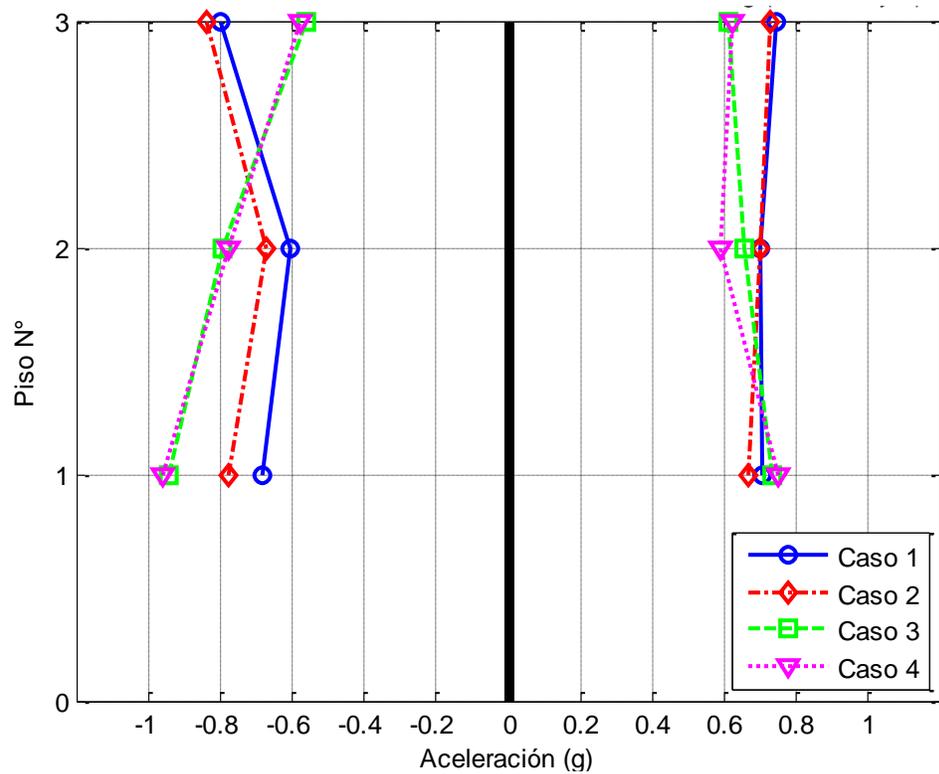


Figura V-46. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Viña del Mar PGA=1.0g

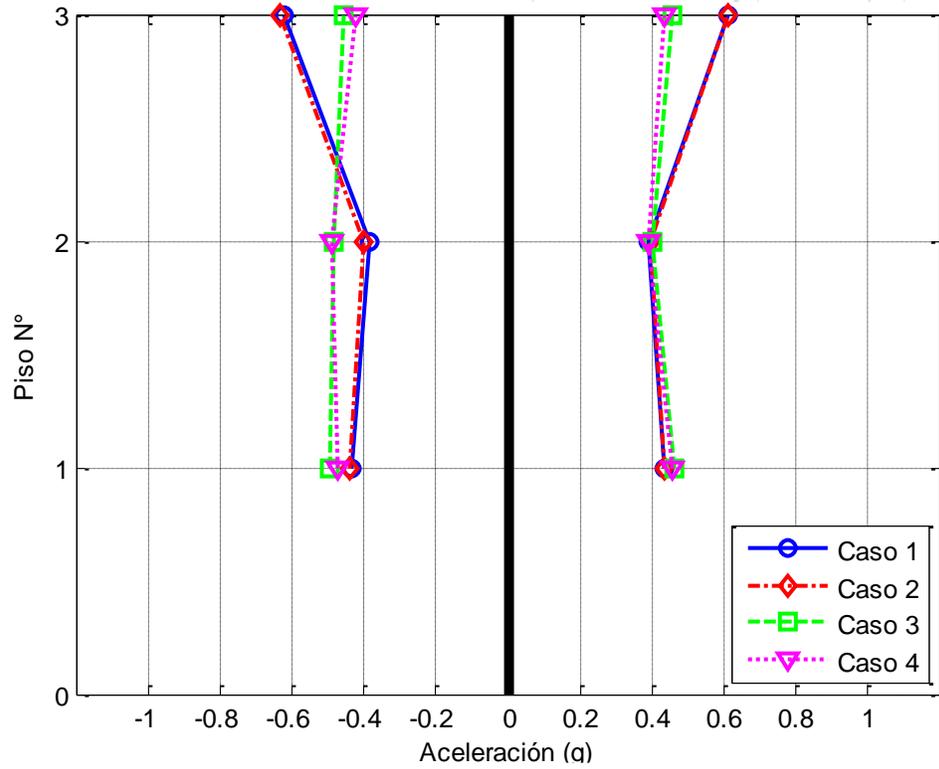


Figura V-47. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valparaíso PGA=0.5g

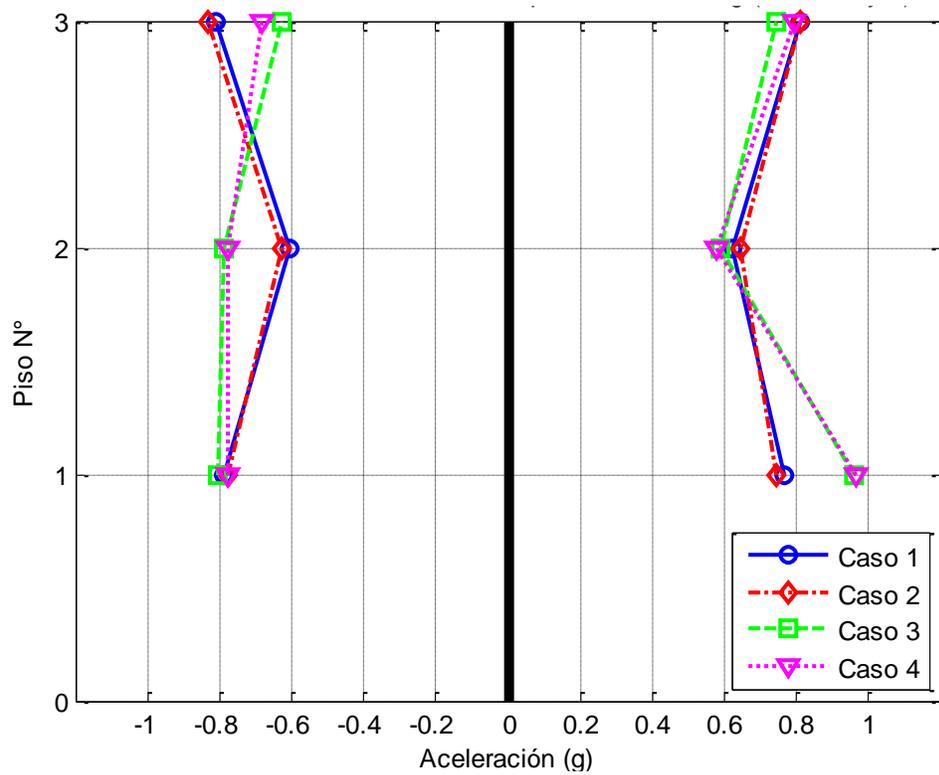


Figura V-48. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valparaíso PGA=1.0g

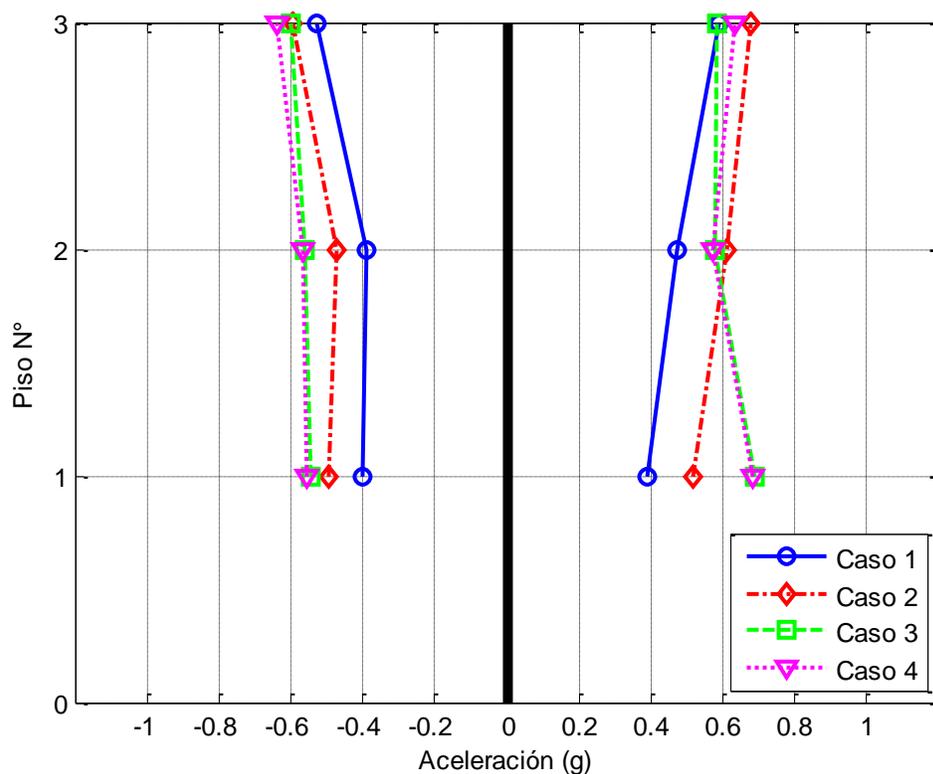


Figura V-49. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valdivia PGA=0.5g

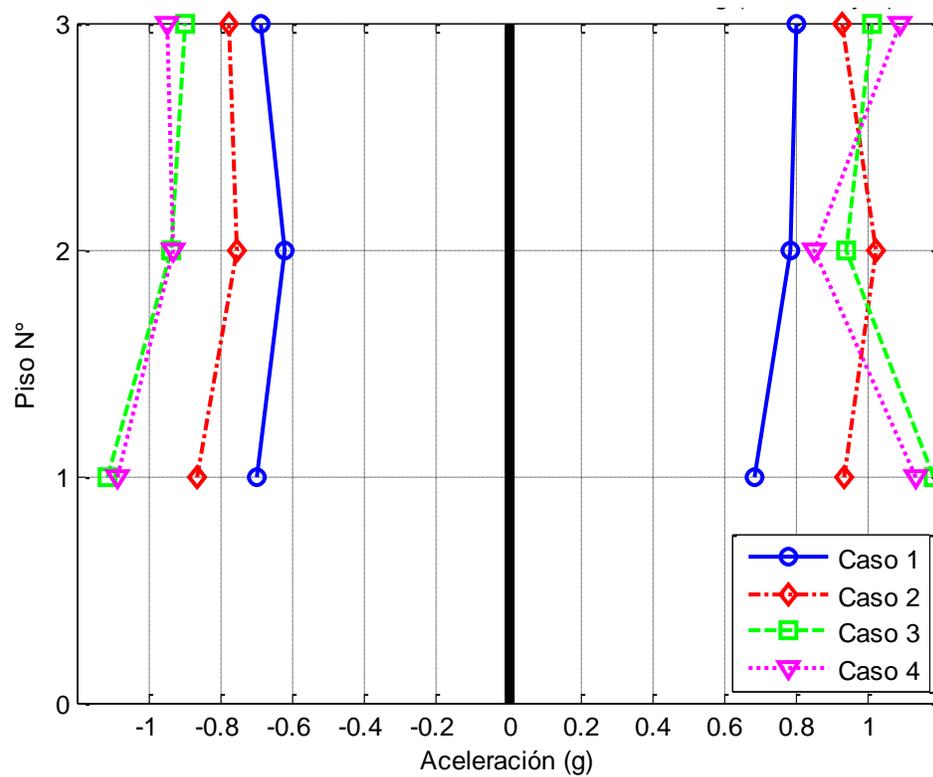


Figura V-50. Aceleraciones Máximas por Piso, Sismo Valdivia PGA=1.0g

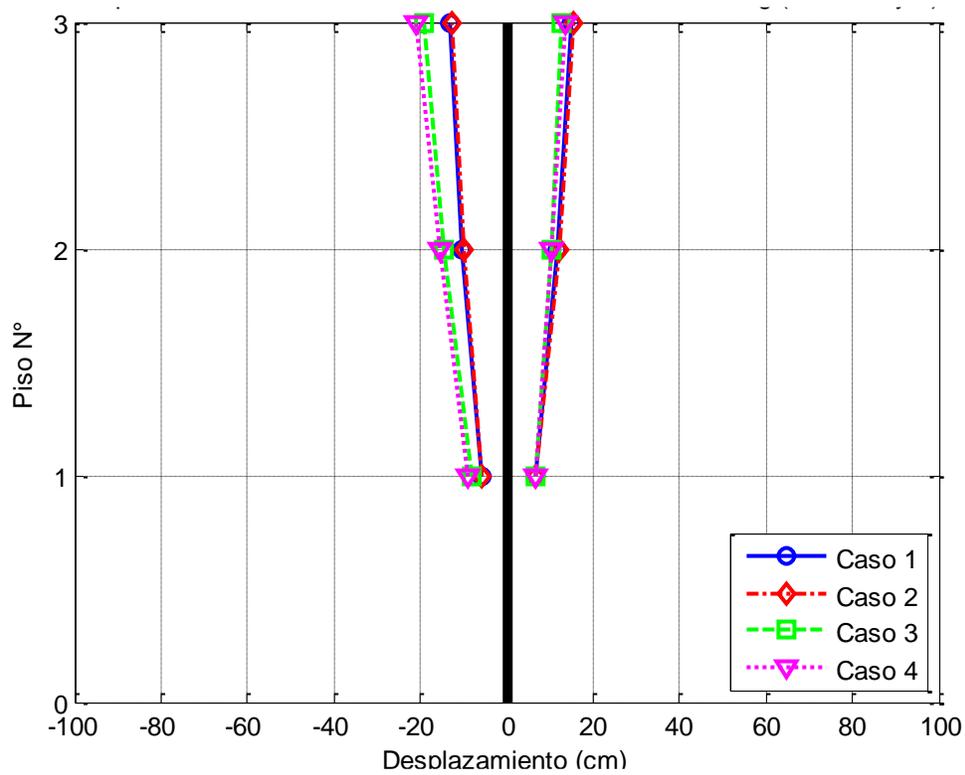


Figura V-51. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Viña del Mar, PGA=0.5g

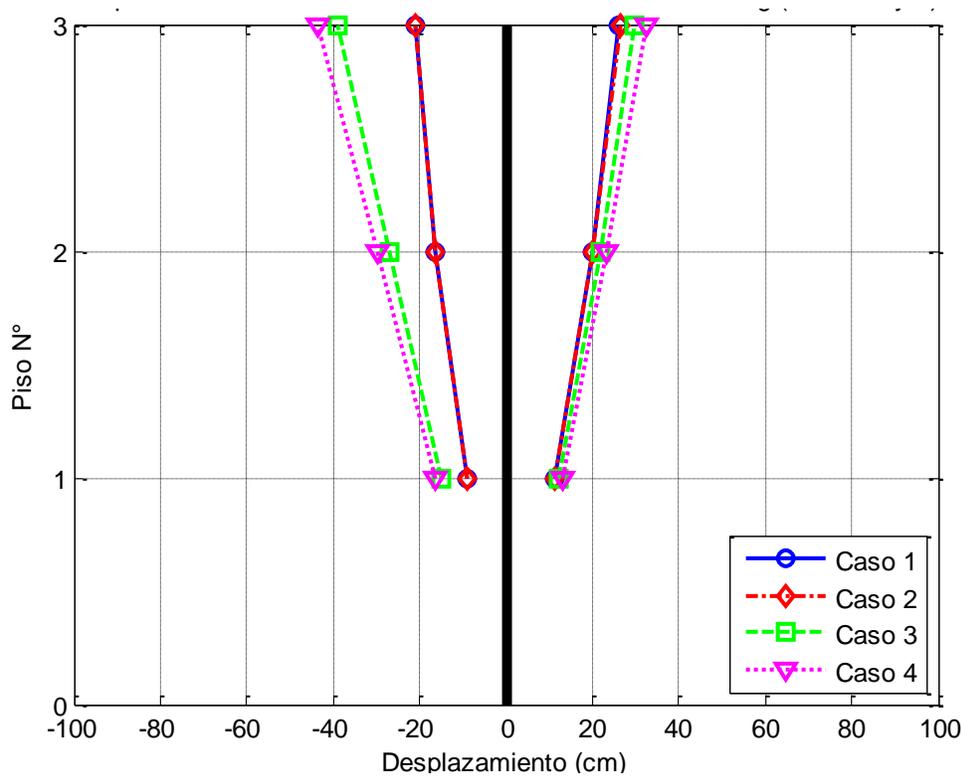


Figura V-52. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Viña del Mar, PGA=1.0g

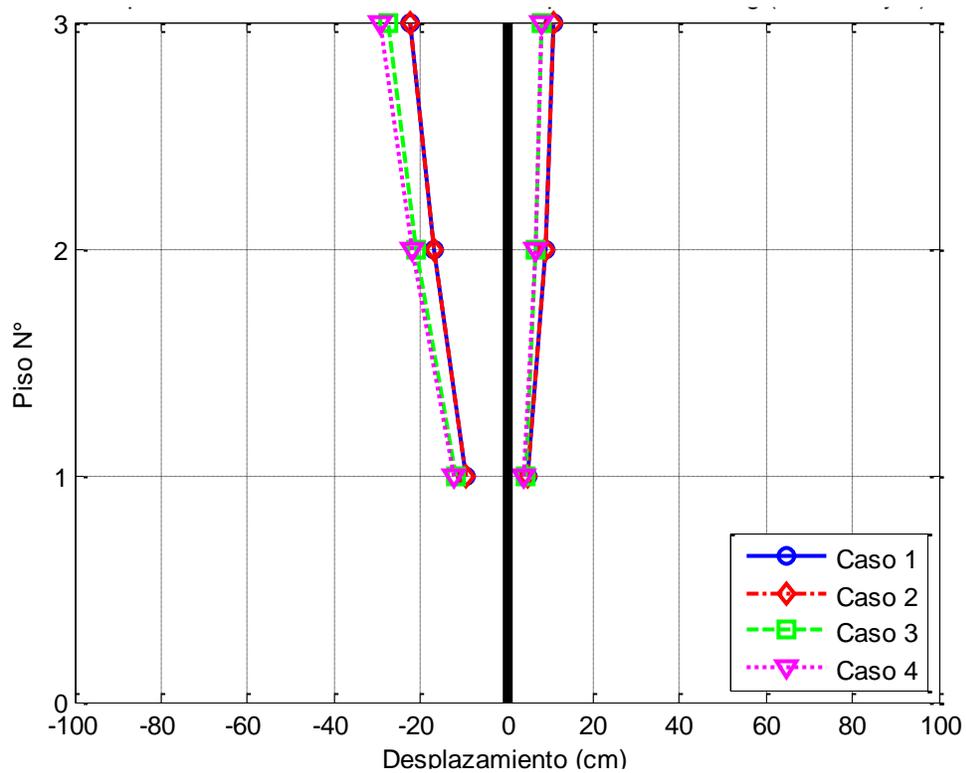


Figura V-53. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valparaíso, PGA=0.5g

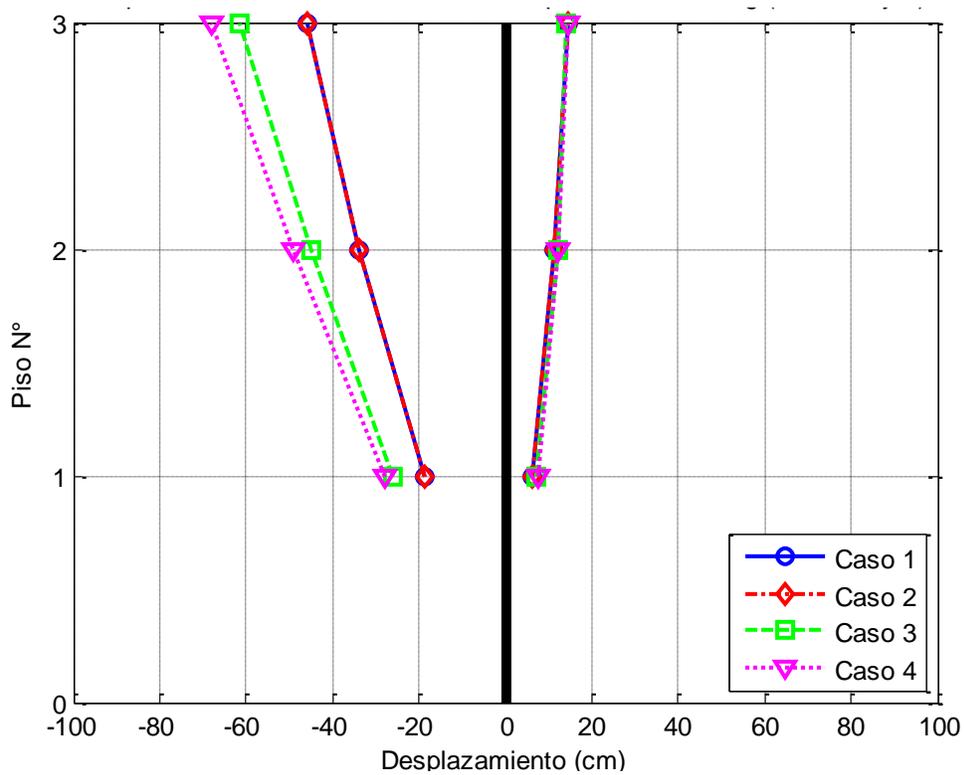


Figura V-54. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valparaíso, PGA=1.0g

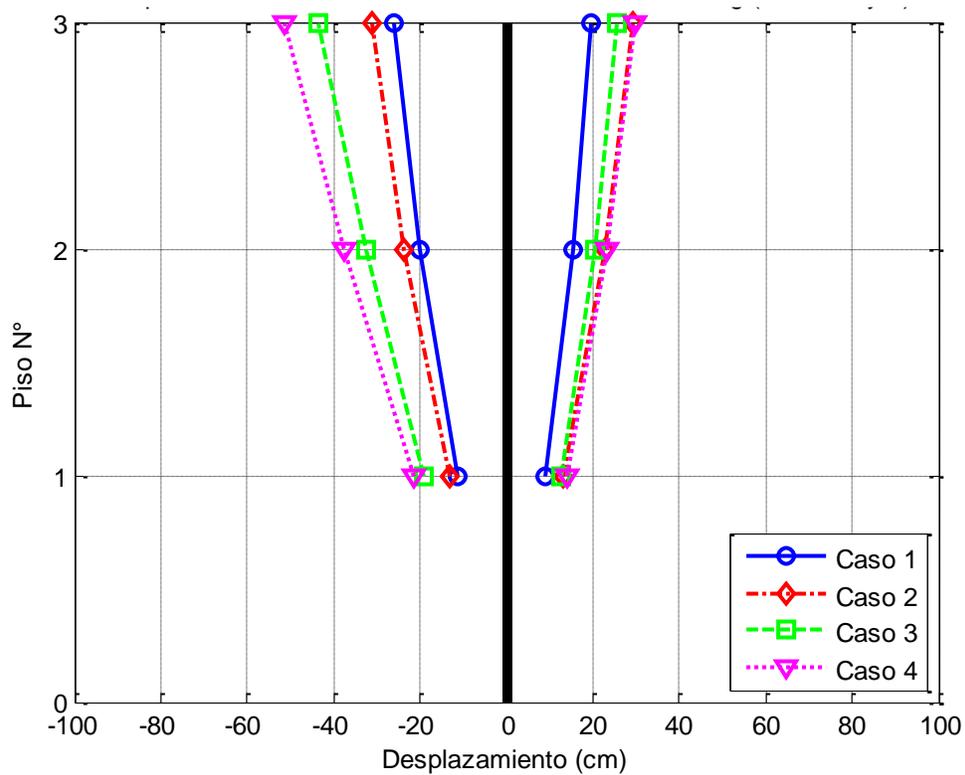


Figura V-55. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valdivia, PGA=0.5g

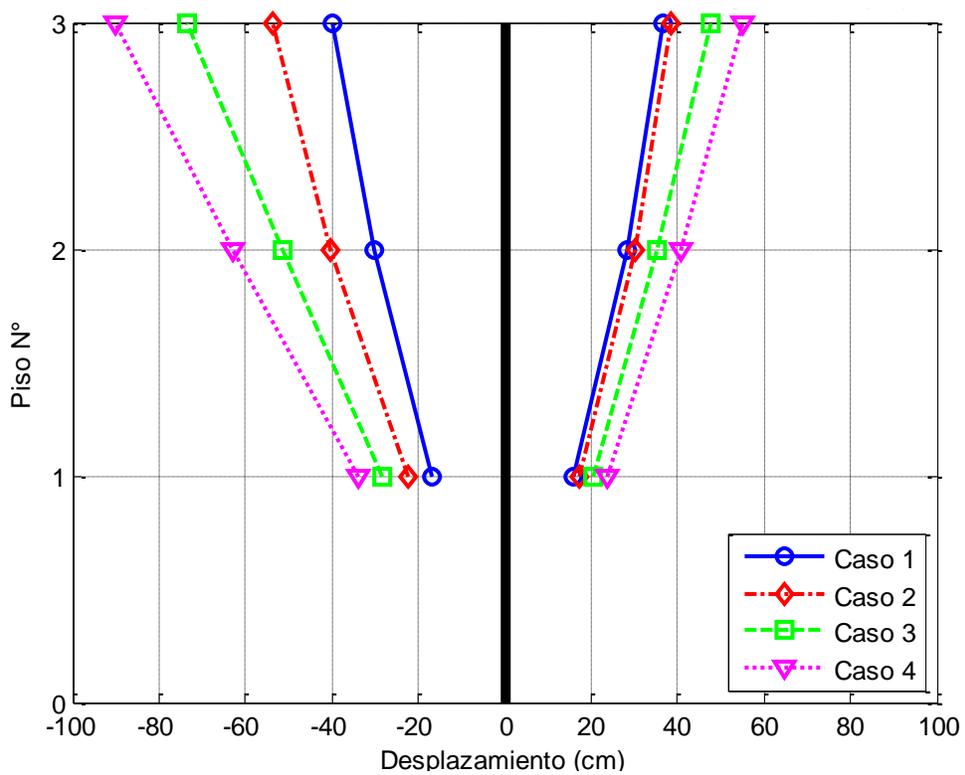


Figura V-56. Desplazamientos Máximos por Piso, Sismo Valdivia, PGA=1.0g

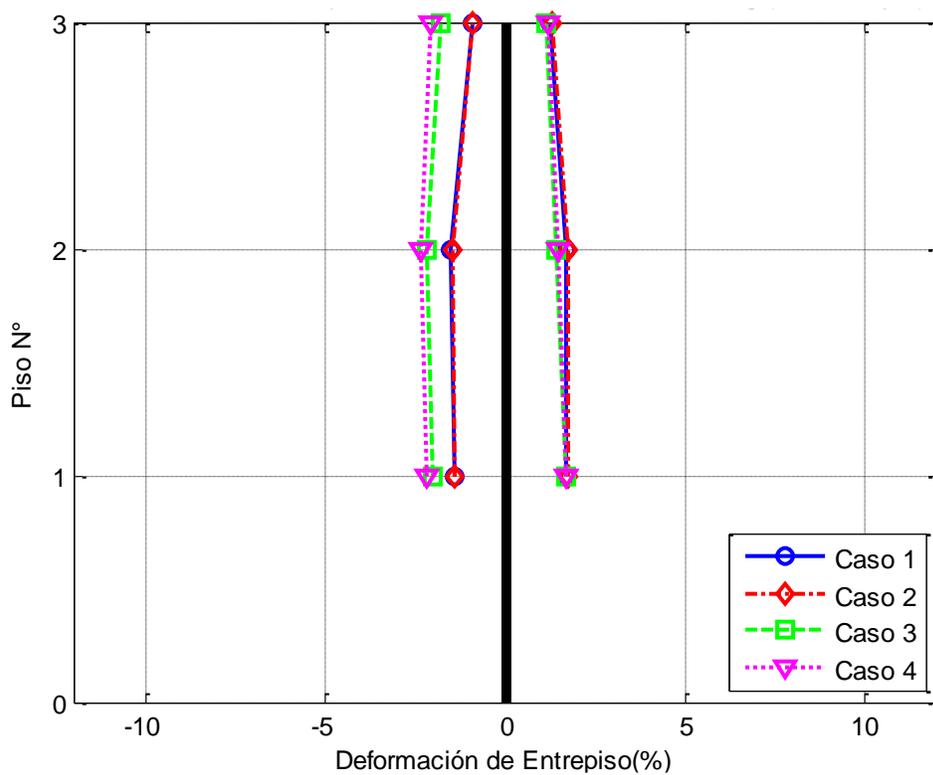


Figura V-57. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Viña del Mar, PGA=0.5g

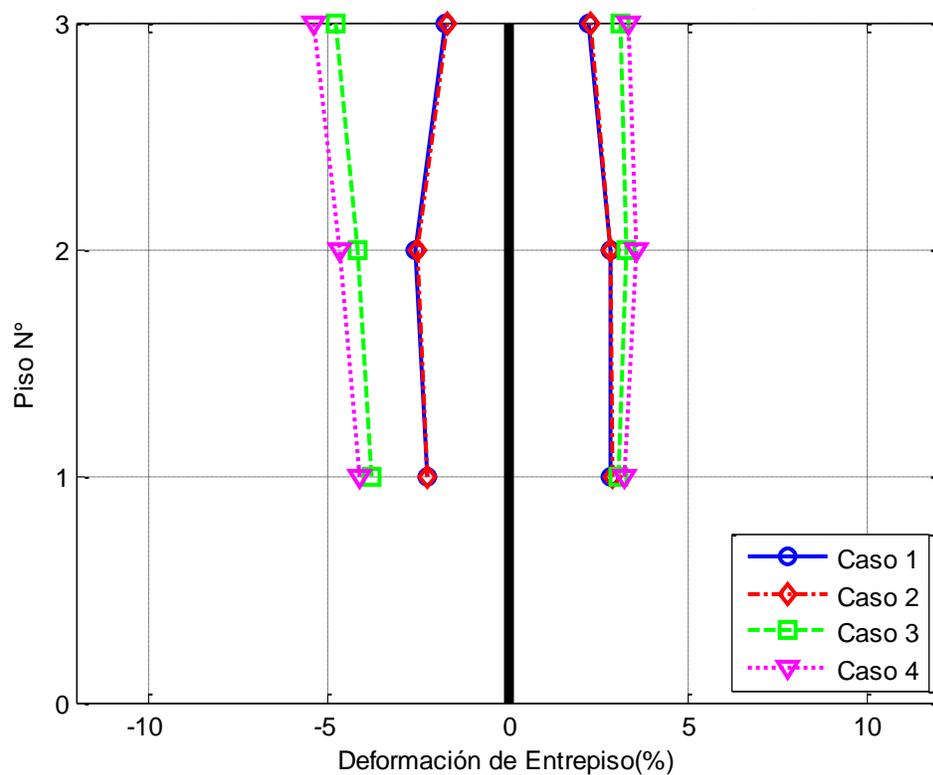


Figura V-58. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Viña del Mar, PGA=1.0g

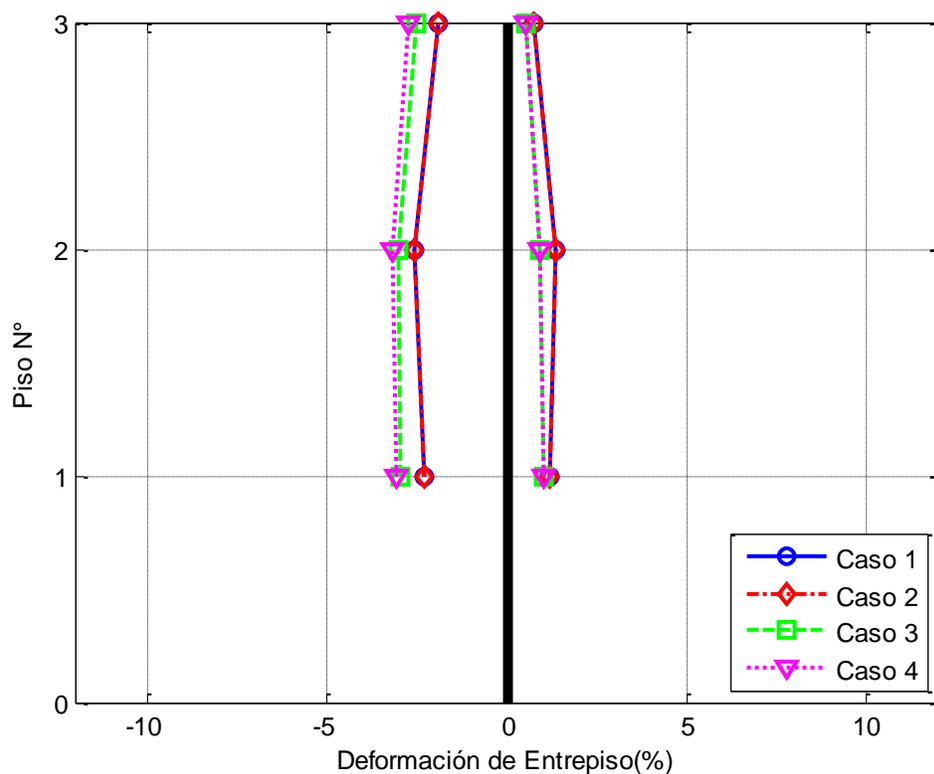


Figura V-59. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valparaíso, PGA=0.5g

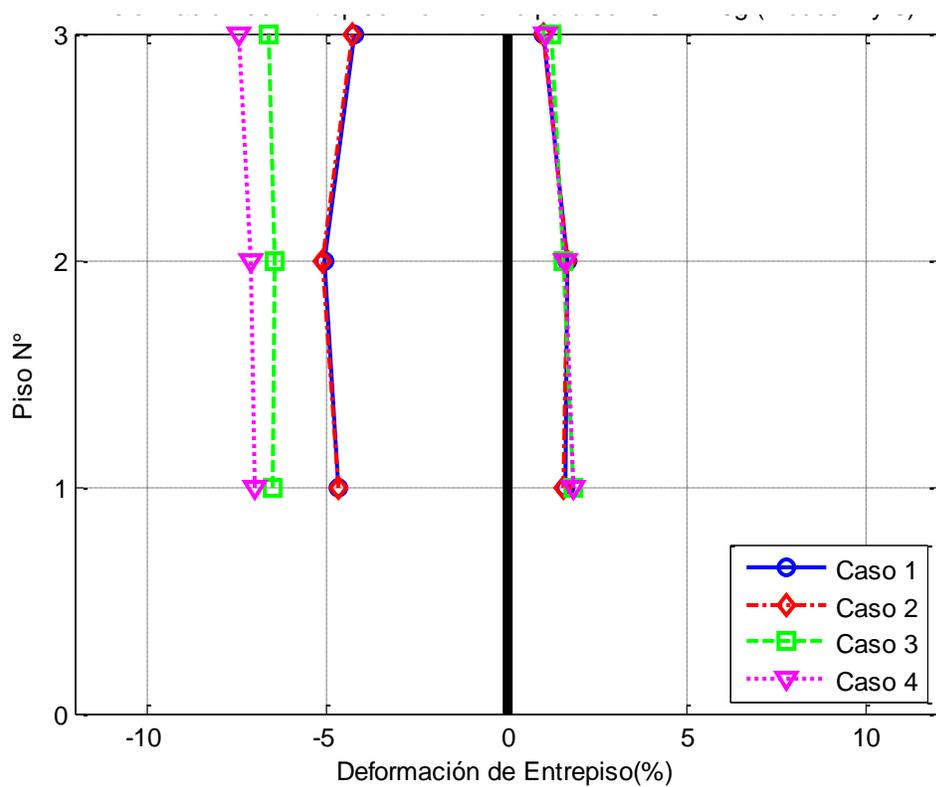


Figura V-60. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valparaíso, PGA=1.0g

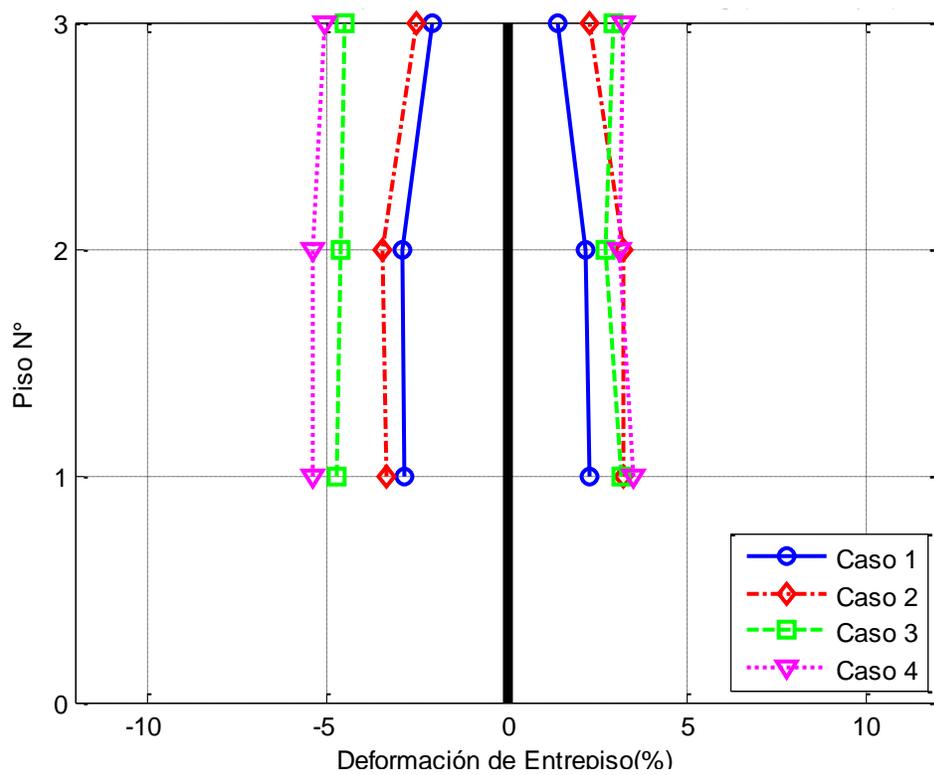


Figura V-61. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valdivia, PGA=0.5g

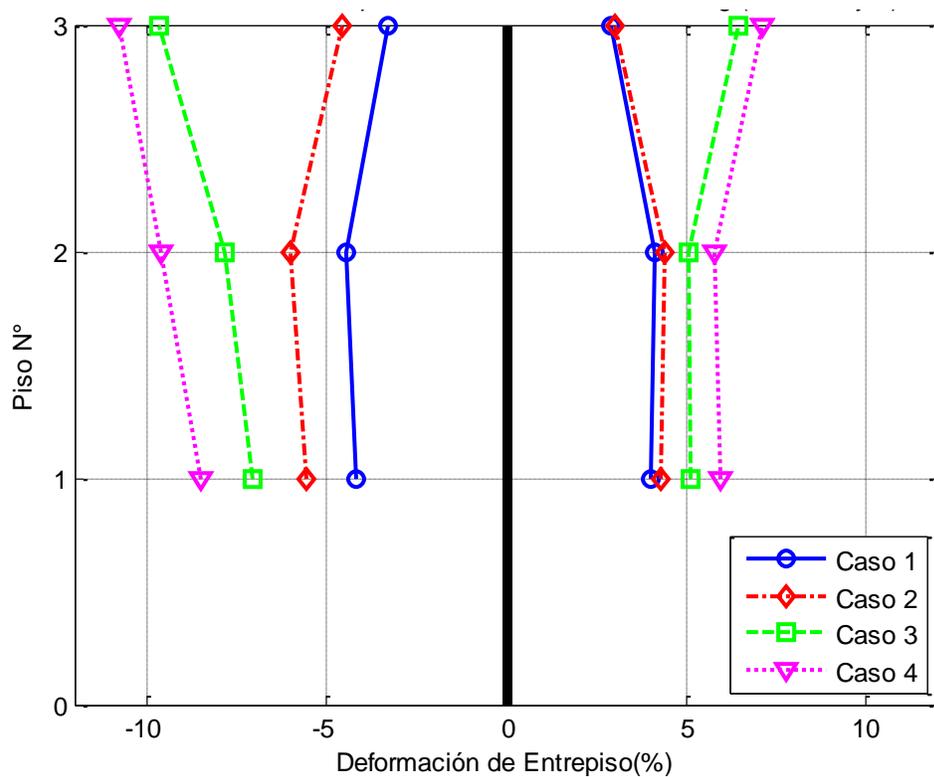


Figura V-62. Deformación de Entrepiso Máxima, Sismo Valdivia, PGA=1.0g

En las figuras anteriores se manifiesta claramente la diferencia entre los resultados obtenidos a través de utilizar la formulación tradicional (Casos 1 y 2) respecto a los modelos mas precisos de amortiguamiento de Rayleigh (Casos 3 y 4). Se observa por ejemplo que los desplazamientos máximos (y por tanto los desplazamientos relativos) aumentan en todos los pisos en un porcentaje del orden de 50% para el sismo de Viña del Mar, de 30% para el sismo de Valparaíso y de 90% para el sismo de Valdivia, cuando la aceleración máxima del suelo es igual a 0.5g. Al aumentar la intensidad del movimiento los porcentajes de diferencia se hacen aún mayores.

Es posible distinguir además que esta diferencia se genera hacia un lado del eje de desplazamientos, lo que es consecuente con lo observado en las respuestas tiempo historia, donde hasta cierto instante de tiempo, las respuestas de todos los casos se comportan en forma semejante hasta que en un paso de integración en particular (cuando, como se discutirá mas adelante, los casos 1 y 2 presentan razones de amortiguamiento muy superiores a 5%) las respuestas de los casos 3 y 4 aumentan considerablemente y generan desplazamientos máximos y residuales mayores.

Al observar todos los gráficos se confirma la apreciación indicada en el punto anterior respecto a la coincidencia generada entre los casos 1 y 2 y los casos 3 y 4 entre si, incluso para las respuestas de aceleraciones donde no existe una tendencia clara respecto a los valores máximos obtenidos (las curvas 1 y 2, que en general están juntas, se intersectan con las curvas 3 y 4, que también coinciden).

Las respuestas calculadas para el registro de Valdivia presentan un comportamiento poco predecible no siendo posible extraer conclusiones de este caso de carga.

V.6 Distribución en el tiempo de razón de amortiguamiento modal

En los siguientes gráficos se muestra la curva de Rayleigh asociada a la asignación de un amortiguamiento modal de un 5% en los modos 1 y 3 y además sobre ella se indica a través de un marcador el porcentaje del tiempo de integración en que el primer modo de la estructura vibró con la razón de amortiguamiento modal indicada en el eje de las ordenadas.

Se indican en un mismo gráfico los casos 1 y 2, ya que para la generación de los mismos se requiere obtener la evolución de las frecuencias de vibrar en el tiempo, información que exclusivamente se puede obtener del caso 2 (modelo OpenSees). Según lo indicado anteriormente en este informe, es razonable asumir que las respuestas del caso 1 y 2 son equivalentes.

Para calcular las razones de amortiguamiento modal dadas las distintas frecuencias de vibrar de la estructura en el tiempo es necesario asumir para el caso 1 y 2 que las formas modales permanecen constantes a medida que la estructura fluye (pérdida de rigidez uniforme en altura).

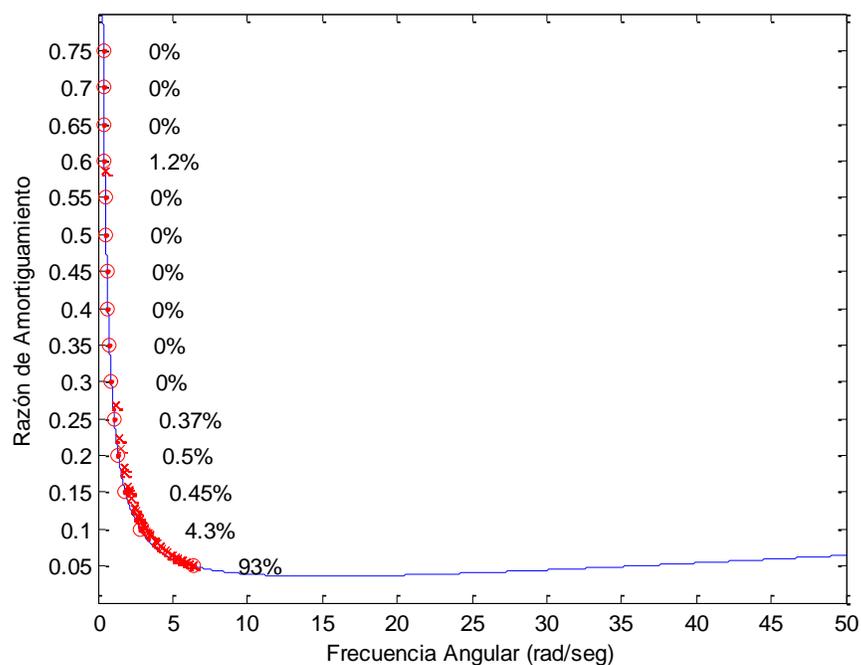


Figura V-63. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=0.5g, Casos 1 y 2

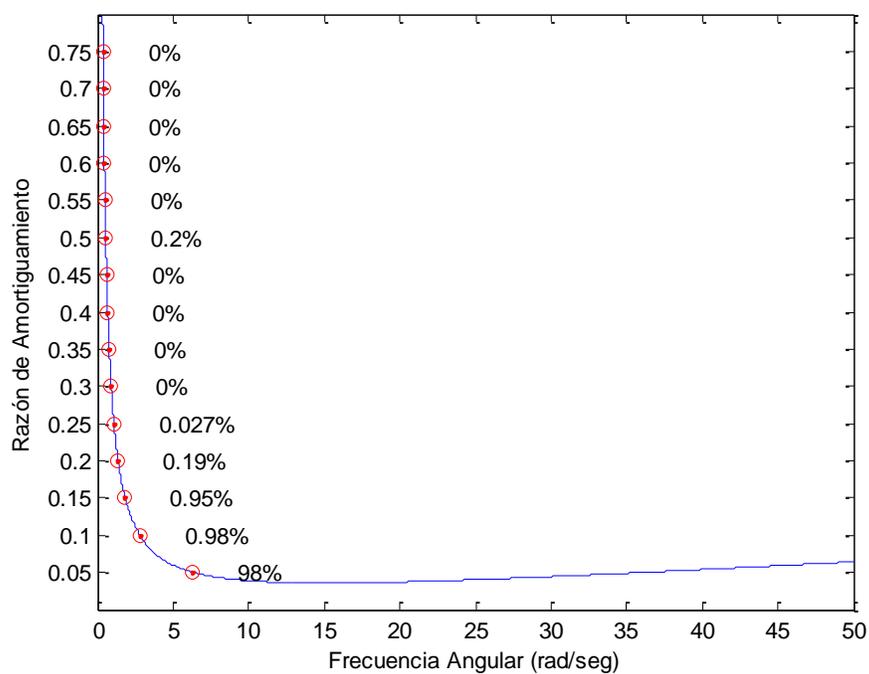


Figura V-64. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=0.5g, Caso 3

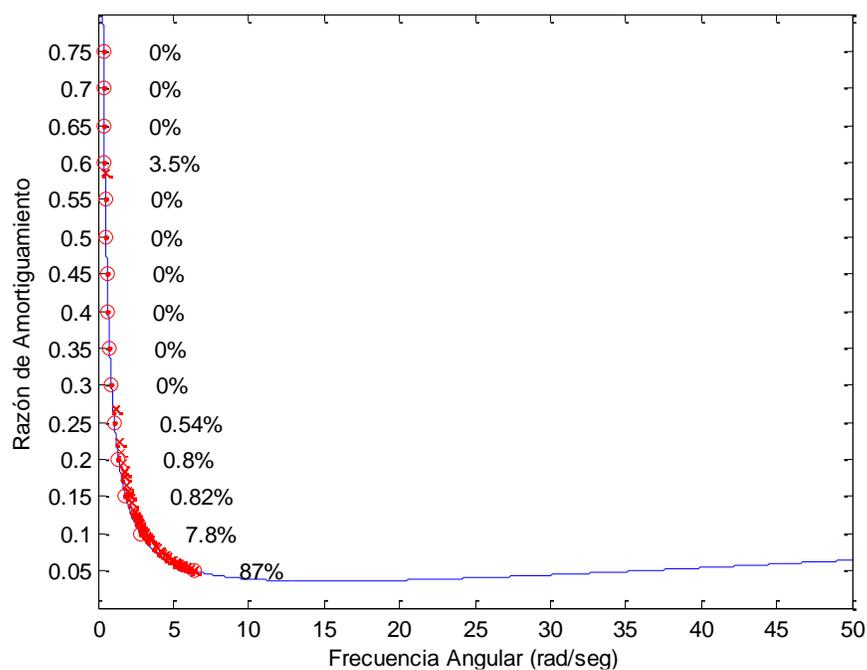


Figura V-65. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=1.0g, Casos 1 y 2

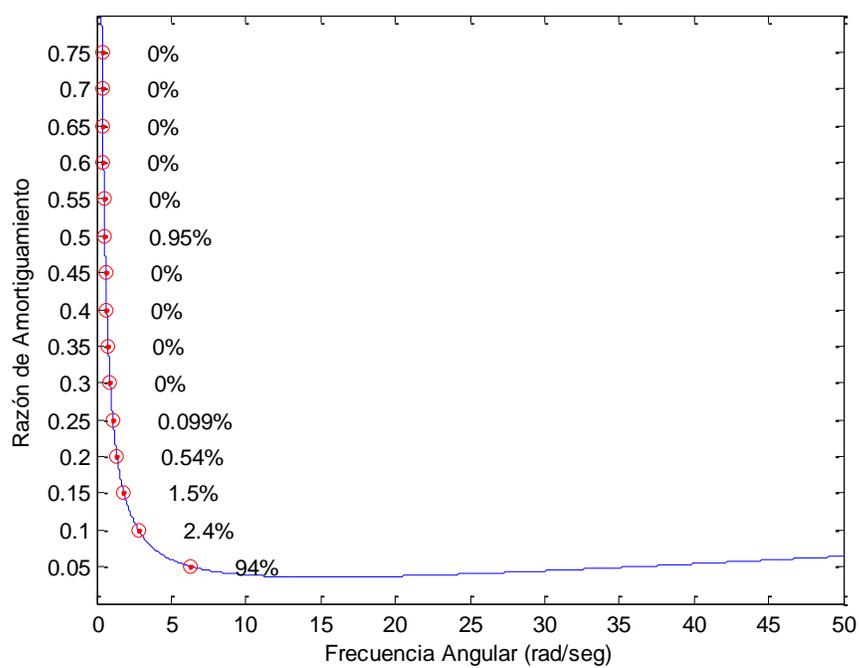


Figura V-66. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Viña PGA=1.0g, Caso 3

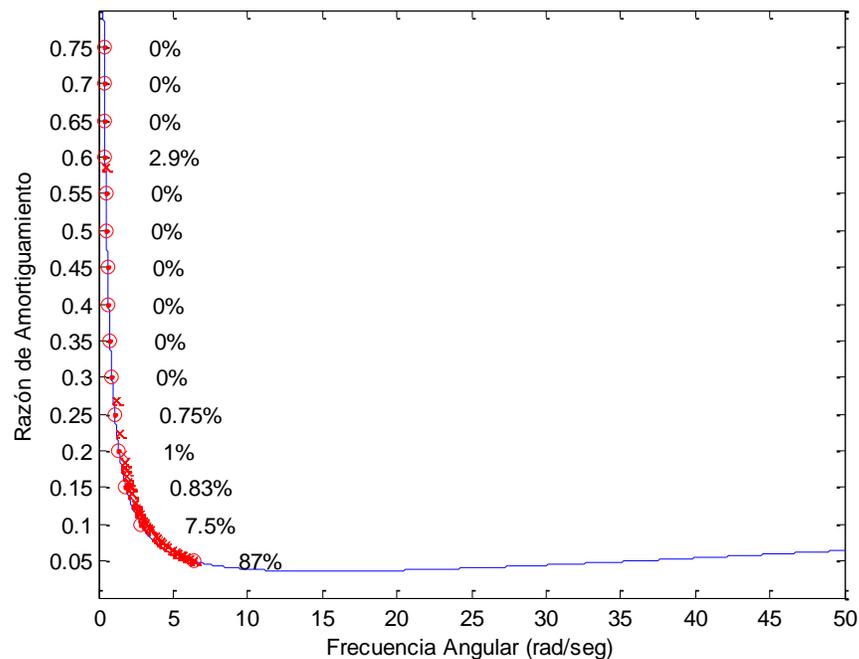


Figura V-67. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Casos 1 y 2

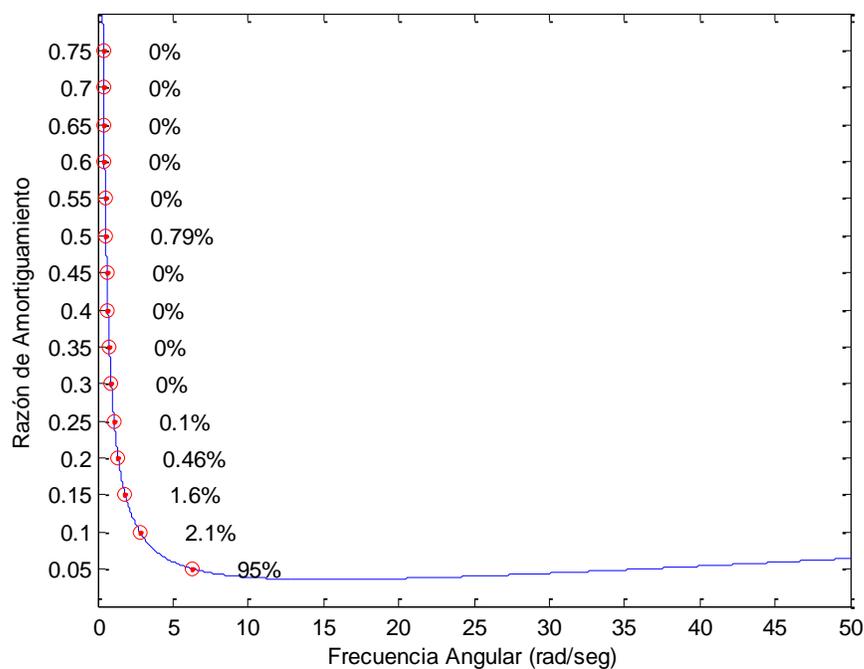


Figura V-68. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=0.5g, Caso 3

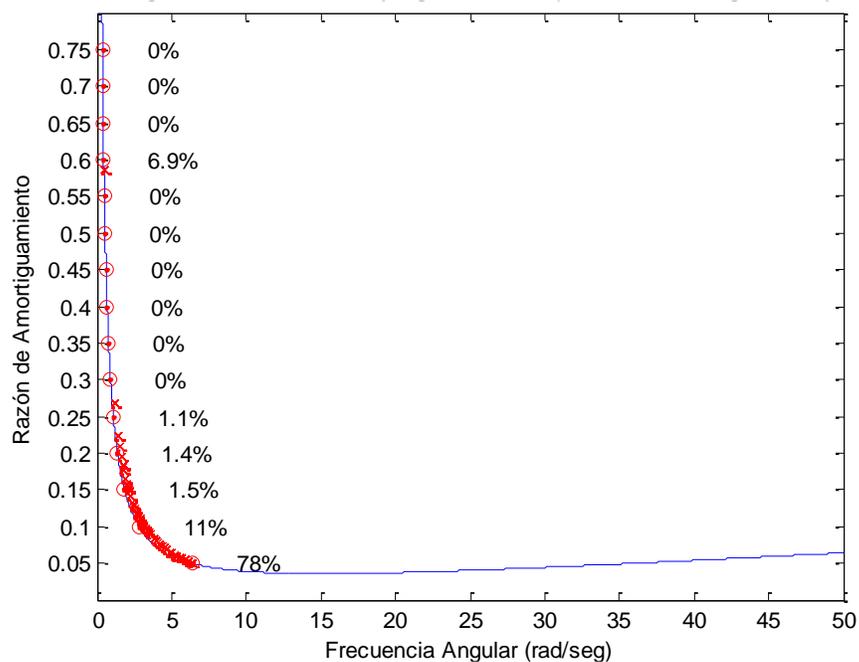


Figura V-69. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Casos 1 y 2

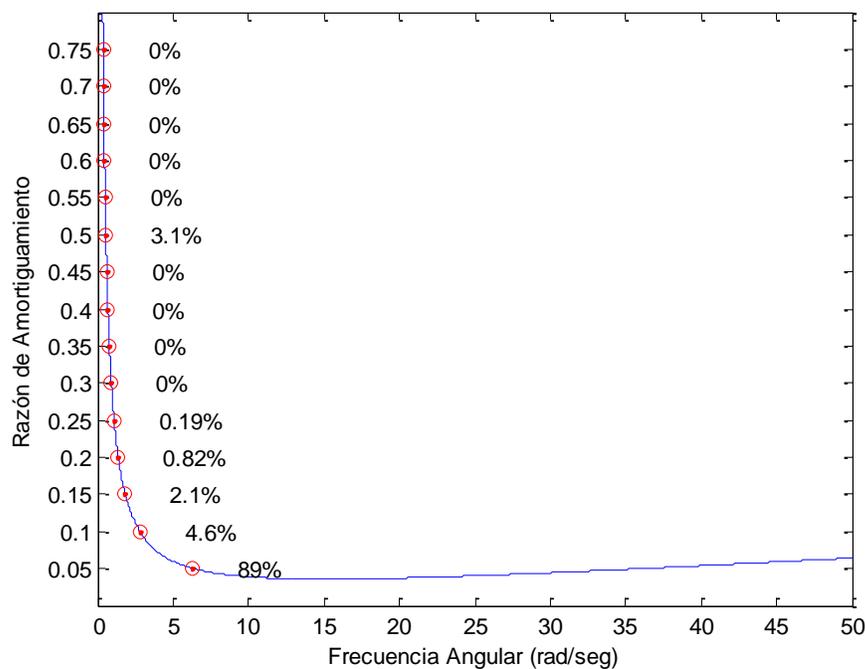


Figura V-70. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valparaíso PGA=1.0g, Caso 3

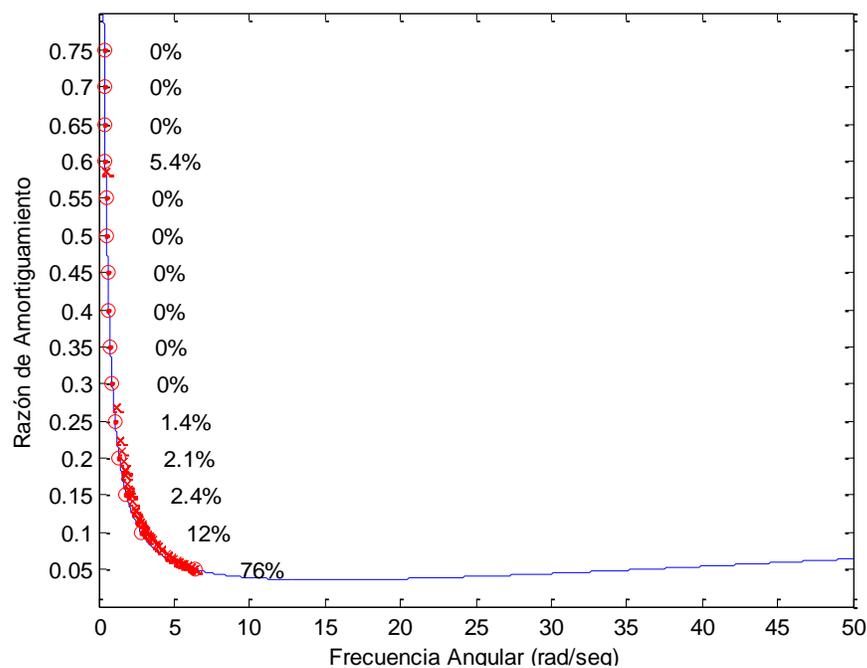


Figura V-71. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Casos 1 y 2

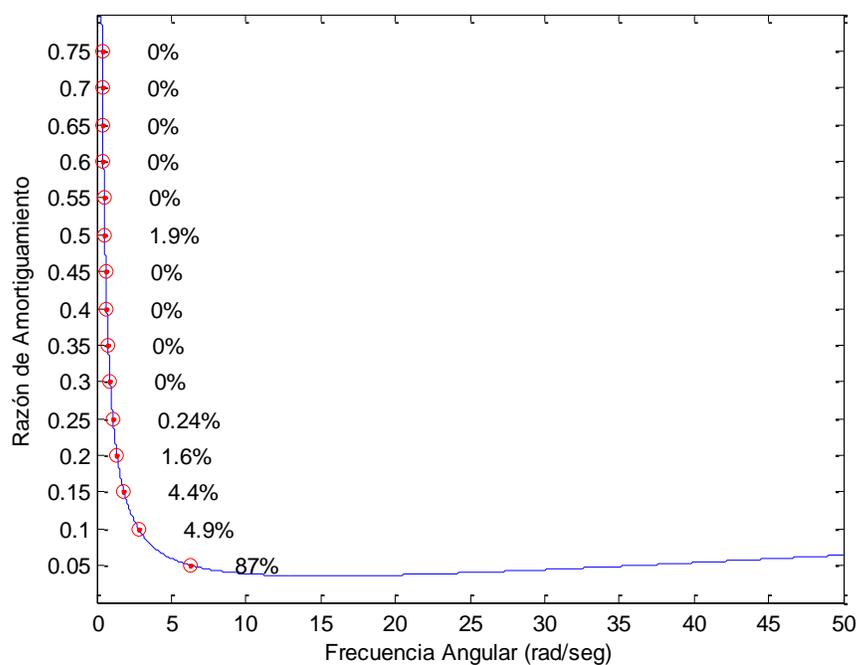


Figura V-72. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=0.5g, Caso 3

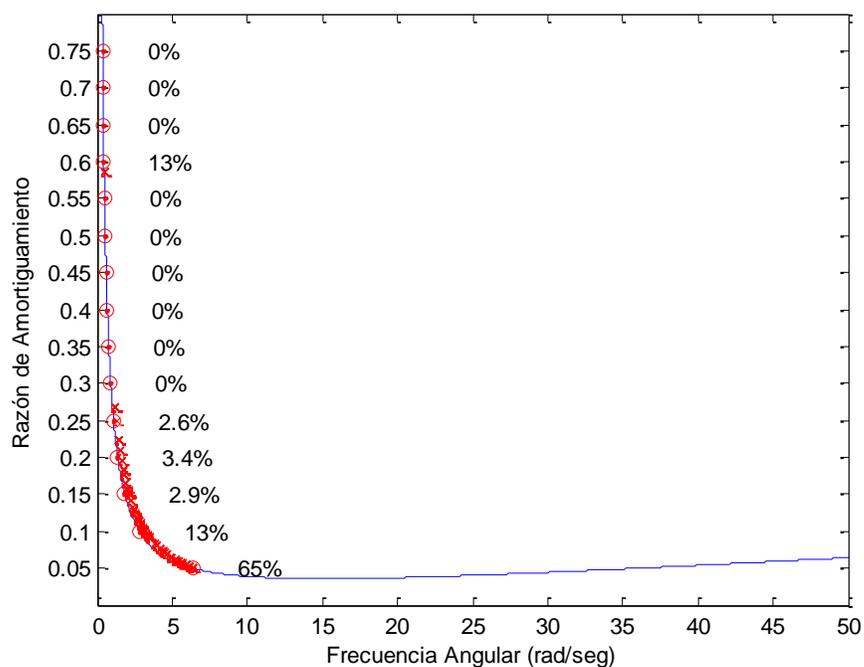


Figura V-73. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=1.0g, Casos 1 y 2

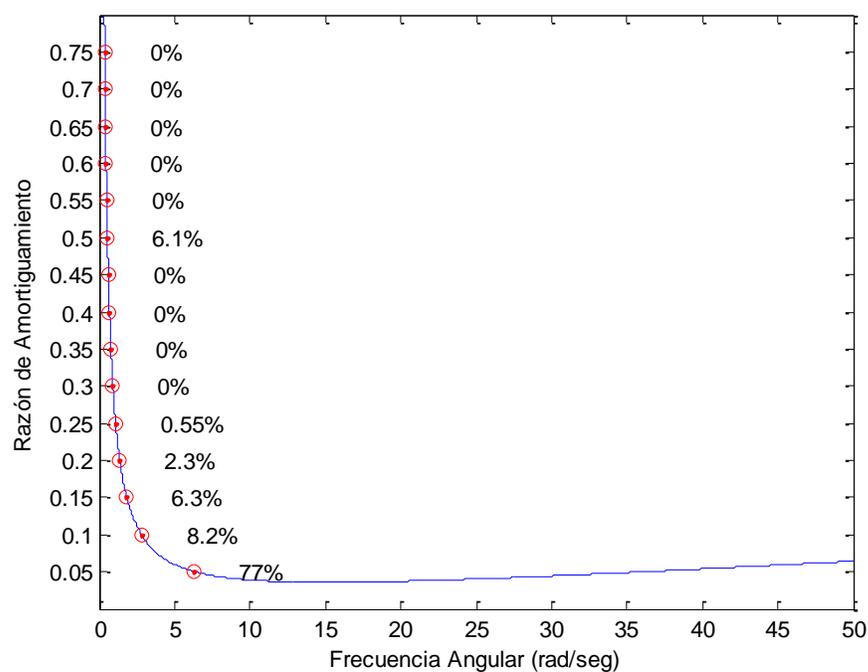


Figura V-74. Distribución de Amortiguamientos Modales, Sismo Valdivia PGA=1.0g, Caso 3

No tiene sentido graficar las curvas anteriores para el caso 4, ya que en tal estrategia de solución se modifica la curva de Rayleigh paso a paso con tal de mantener el amortiguamiento modal en las frecuencias de vibración seleccionadas en 5% respecto del crítico en el 100% de los intervalos de integración.

En los gráficos anteriores se explica claramente porque las respuestas obtenidas para los casos 1 y 2 son poco conservadoras y en general subestiman los parámetros de respuesta sísmica, ya que presentan durante una fracción importante del cálculo de la respuesta, razones de amortiguamiento modal muy altas, que pueden llegar a 60%.

Por ejemplo para el sismo de Valdivia escalado a 0.5g, utilizando la formulación tradicional de Rayleigh (Casos 1 y 2) se presenta un **5% de amortiguamiento en el 76% del tiempo**, un 10% de amortiguamiento en el 12% del tiempo y un 60% de amortiguamiento en el 6% del tiempo. Al aumentar la intensidad de la excitación la estructura se vuelve más flexible, sobre-amortiguándose aún más las nuevas frecuencias de vibrar. Cuando el registro se escala a 1.0g se genera un **5% de amortiguamiento solo en un 65% del tiempo de integración**, un 10% de amortiguamiento en el 13% del tiempo y un 60% de amortiguamiento en el 13% del total de la respuesta.

El utilizar la formulación asociada al caso 3, aumenta considerablemente la fracción de tiempo en que el amortiguamiento modal es efectivamente igual al 5% objetivo, por tanto los resultados obtenidos son más realistas.

VI. CONCLUSIONES

De los resultados anteriormente mostrados, se puede establecer lo siguiente:

- Existe excelente correlación entre los resultados obtenidos en la plataforma OpenSees y el software comercial SAP2000 para el caso con matriz de amortiguamiento de Rayleigh constante calculada a partir de la rigidez inicial. Se presenta una dispersión de resultados aceptable para el sismo de Valdivia mientras que para los sismos de Viña del Mar y Valparaíso los resultados son prácticamente idénticos. Para modelar el comportamiento no lineal en SAP 2000 se recomienda utilizar elemento “Link” tipo “Plastic (Wen)”.
- En relación a la elección de los modos para fijar el amortiguamiento de Rayleigh, se observa que no produce mayor efecto en los resultados, tal como se puede apreciar en los gráficos del punto V.3, entendiendo por supuesto, que se fija el primer modo y un modo adicional (en este caso el segundo o el tercero). La práctica habitual es asignar amortiguamiento en los modos 1 y 3, debido a que se espera que se generen resultados conservadores. Esta hipótesis se cumple para los desplazamientos mas no para las aceleraciones.
- La formulación clásica del amortiguamiento de Rayleigh (Casos 1 y 2) con matriz de amortiguamiento constante entrega resultados poco conservadores en lo relativo a los desplazamientos y en las deformaciones de entrepiso. Los valores obtenidos para los desplazamientos (sismo de Valdivia) mediante las formulaciones más exactas (Casos 3 y 4), resultan 90% mayores con aceleración máxima de suelo de 0.5g y 125% mayores para el caso de 1.0g. Para los otros sismos, se generan aumentos considerables aunque de menor magnitud. Para las aceleraciones de piso no se observa una tendencia clara.

La diferencia generada aumenta a medida que la intensidad de la excitación es mayor, ya que la estructura se hace aún más flexible, debido a la mayor incursión inelástica, generándose una razón de amortiguamiento modal efectivo aun mayor. Lo anterior se observa claramente al comparar los gráficos del punto V.6 para distintas intensidades de sismo. Se observa que para ciertos instantes de tiempo el amortiguamiento efectivo puede llegar a ser del orden de 60%

- Parece razonable resolver la integración de sistemas dinámicos no lineales a través de la metodología del Caso 3, es decir, manteniendo constantes los parámetros a_0 y a_1 y utilizando la matriz de rigidez tangente para el calculo de la matriz de amortiguamiento. Esta formulación es bastante más simple de implementar en OpenSees (o en otras plataformas de cálculo) que la alternativa más exacta (Caso 4) ya que no requiere el cálculo paso a paso de los valores propios del sistema. Los resultados obtenidos en el Caso 3 y el Caso 4 son similares.
- Como comentario general se establece la extrema diferencia en el tiempo requerido de cálculo para integrar la respuesta en los distintos programas utilizados. En SAP2000 la resolución de un caso de análisis toma del orden de 60 minutos, mientras en OpenSees no supera el minuto.

BIBLIOGRAFIA

ACI318-08 (2008) *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute (ACI)

ASCE/SEI 41-06 (2006) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE).

BOROSCHEK, R., P. SOTO, and R. LEON. (2010). *Registros del Terremoto del Maule Mw = 8.8 27 de Febrero de 2010*. Santiago: Universidad De Chile - Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas - Departamento de Ingeniería Civil.

CHARNEY, F. (2008) Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures. *Journal of Structural Engineering*, April 2008

CHOPRA, A (2011) *Dynamic of Structures, fourth edition*. Prentice Hall : New Jersey.

FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS, Universidad De Chile. (2013). Terremotos de Chile. [online]. Available from World Wide Web: <<http://terremotos.ing.uchile.cl/>>

IBARRA, L., KRAWINKLER H (2005) Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations, *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2005/06*

NORMA CHILENA OFICIAL NCH 433. OF1996, Modificada en 2009 (2009). *Diseño Sísmico de Edificios*. Instituto Nacional de Normalización, INN: Santiago, Chile.

NORMA CHILENA OFICIAL NCH 3171. OF2010 (2010). *Diseño Estructural – Disposiciones Generales y combinaciones de carga*. Instituto Nacional de Normalización, INN: Santiago, Chile.

UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY. OpenSees Wiki. [online]. Available from World Wide Web. <http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page>