

**ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO Y CÁLCULO DE
ÍNDICES DE DAÑO EN UNA EDIFICACIÓN DE MEDIANA
ALTURA UTILIZANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS**

**ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO Y CÁLCULO DE ÍNDICES DE DAÑO EN UNA
EDIFICACIÓN DE MEDIANA ALTURA UTILIZANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS**

**MAURICIO ALEXANDER MORA ORTIZ
JESÚS DANIEL VILLALBA MORALES**

**TESIS DE GRADO EN LA MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

**ESPERANZA MALDONADO RONDÓN
Ingeniera Civil, Ms.C, Ph.D**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOMECAÑICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
Bucaramanga, Octubre de 2005**

NOTA DE ACEPTACIÓN

Comentarios:

Presidente del Jurado

Evaluador 1

Evaluador 2

Bucaramanga, octubre de 2005.



UNIVERSIDAD
INDUSTRIAL DE
SANTANDER

NOTA DEL PROYECTO DE GRADO

NOMBRE DEL ESTUDIANTE: MAURICIO ALEXANDER MORA ORTÍZ		CODIGO 2000594
TITULO DEL PROYECTO : "ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO Y CÁLCULO DE ÍNDICES DE DAÑO EN UNA EDIFICACIÓN DE MEDIANA ALTURA UTILIZANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS"		
REGISTRO No.	FACULTAD INGENIERIAS FISICO MECANICAS	CARRERA: INGENIERIA CIVIL
CALIFICACION (Letra y número APROBADO		CREDITOS

DIRECTOR DEL PROYECTO

NOMBRE: ESPERANZA MALDONADO RONDON	FIRMA:

CALIFICADORES

 NOMBRE: GUSTAVO CHIO CHO	 NOMBRE: RICARDO A. CRUZ HERNANDEZ	FECHA		
		A	M	D
		5	11	11



UNIVERSIDAD
INDUSTRIAL DE
SANTANDER

NOTA DEL PROYECTO DE GRADO

NOMBRE DEL ESTUDIANTE: JESÚS DANIEL VILLALBA MORALES		CODIGO 2000996
TITULO DEL PROYECTO : "ANÁLISIS SÍSMICO INELASTICO Y CÁLCULO DE ÍNDICES DE DAÑO EN UNA EDIFICACIÓN DE MEDIANA ALTURA UTILIZANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS"		
REGISTRO No.	FACULTAD INGENIERIAS FISICO MECANICAS	CARRERA: INGENIERIA CIVIL
CALIFICACION (Letra y número APROBADO		CREDITOS

DIRECTOR DEL PROYECTO

NOMBRE: ESPERANZA MALDONADO RONDON	FIRMA:

CALIFICADORES

 NOMBRE: GUSTAVO CHIO CHO .	 NOMBRE: RICARDO A. CRUZ HERNÁNDEZ	FECHA		
		A	M	D
		5	11	11

TÍTULO: ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICO Y CÁLCULO DE ÍNDICES DE DAÑO EN UNA EDIFICACIÓN DE MEDIANA ALTURA UTILIZANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS*

AUTORES: MAURICIO ALEXANDER MORA ORTIZ
JESÚS DANIEL VILLALBA MORALES**

PALABRAS CLAVE: Análisis Sísmico Inelástico, Pushover, Análisis Dinámico, Procedimiento Modal, Índices de daño, Park, Ang.

RESUMEN: El efecto de un sismo en una edificación puede ser determinado mediante la evaluación del daño estructural. El procedimiento consiste básicamente de tres etapas: primero, implementar un análisis sísmico inelástico (ASI) para calcular la respuesta de la estructura; segundo, cuantificar el daño estructural mediante índices de daño (ID), y finalmente determinar el estado de daño de la estructura. Actualmente existen dos tipos de ASI: Análisis Dinámico No Lineal y Análisis Estático No Lineal (Pushover). El primero es más riguroso y sus resultados se consideran más veraces; en contraste, el análisis Pushover (FEMA-273, ATC-40) es más popular, aunque algunos autores plantean que posee importantes deficiencias. Adicionalmente, se presenta un procedimiento de análisis modal (Chopra, 2001).

Para cuantificar el daño estructural, inicialmente se revisa el estado del arte de los ID y posteriormente se aplican las propuestas de Park-Ang (1985), y Payam Khashaee (2004). La primera expresa el daño estructural sísmico como una combinación lineal del daño causado por la deformación excesiva y la contribución del efecto de la carga cíclica repetitiva; y la segunda está basada en ductilidad y degradación de la rigidez.

El principal objetivo del presente trabajo es el estudio de las anteriores metodologías (ASI, ID), para establecer sus ventajas, desventajas, limitaciones y deficiencias. Para lograr tal fin, una estructura de mediana altura, aporricada, de concreto reforzado, representativa de las edificaciones típicamente construidas en Bucaramanga, se sometió a los sismos utilizados en el estudio de microzonificación de la ciudad.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ciencias Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Esperanza Maldonado Rondón.

TITTLE: NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS AND DAMAGE INDEXES
COMPUTATION IN A MEDIUM RISE BUILDING USING DIFFERENT
METHODOLOGIES*

AUTHORS: MAURICIO ALEXANDER MORA ORTIZ
JESÚS DANIEL VILLALBA MORALES**

KEY WORDS: Nonlinear Seismic Analysis, Pushover, Dynamic Analysis, Modal
Procedure, Damage Indexes, Park, Ang.

ABSTRACT: The effect caused by an earthquake on a building can be determined by structural damage evaluation. The procedure consists basically of three steps: first, to perform a nonlinear seismic analysis (NSA) to compute the response of the structure. Second, to quantify structural damage by using damage indexes (DI), and finally to determine the damage state in the structure. Currently, there are two NSA types: Nonlinear Dynamic Analysis and Nonlinear Static Analysis (Pushover). The first one is more rigorous and its results are considered truer, in contrast, Pushover Analysis (FEMA-273, ATC-40) is more popular, although some researchers have found it has important deficiencies. Additionally, a modal analysis procedure (Chopra, 2001) is presented.

To quantify structural damage, the state of the art of DI is initially revised and the Park-Ang (1985) and Khashaei (2004) proposals are applied. The first one express the seismic damage as a linear combination of damage caused by excessive deformation and the contribution of the effect of repetitive cyclic load, and the second one is based on ductility and stiffness degradation.

The main goal of this research is the study of the last methodologies (NSA, DI), in order to establish its advantages, disadvantages, limitations and deficiencies. To reach this, a medium rise reinforced concrete building, with moment resisting frames, representative of typical built structures in Bucaramanga, is subjected to the earthquakes used in the local microzonification study.

* Undergraduate thesis

**Physic-Mechanic Sciences Faculty, Department of Civil Engineering, Esperanza Maldonado Rondón.

A mi familia, eje de mi vida. En especial a mis padres quienes con mucho amor y esfuerzo nos han sacado adelante a mí y a mis hermanos. Y a las personas que saben, forman parte importante en mi vida. A todos ustedes... muchas gracias.

Jesús Daniel

Este trabajo está dedicado con todo mi amor a mis padres y hermanas.

Mauricio Alexander.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus más sinceros agradecimientos a la profesora Esperanza Maldonado Rondón, directora del proyecto, por la constante supervisión y por sus valiosas opiniones y sugerencias, encaminadas siempre a mejorar la calidad de la presente investigación.

A Gustavo Chío Cho y Ricardo Cruz Hernández, profesores de la Escuela de Ingeniería Civil, por su interés, disponibilidad y orientación en las diferentes etapas del proyecto.

Y a Aydee Patricia Guerrero, profesora de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle, por su colaboración en la adquisición de información necesaria para la realización del proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
1. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	4
1.1 INTRODUCCIÓN.....	4
1.2 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDF).....	5
1.3 SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MDF)	7
1.4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	9
1.4.1. APLICACIÓN A UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDF)	9
1.4.2. APLICACIÓN A UN SISTEMA DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MDF)	11
1.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	30
2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL –PUSHOVER–	31
2.1 INTRODUCCIÓN.....	31
2.2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD	31
2.3 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA	34
2.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE COMPORTAMIENTO	37
2.5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	44
2.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	63
3. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS MODAL PARA ESTIMAR DEMANDAS SÍSMICAS DE EDIFICACIONES.....	65
3.1 INTRODUCCIÓN.....	65
3.2 ANÁLISIS ELÁSTICO DE EDIFICACIONES DE MÚLTIPLES PISOS	66

3.2.1	ANÁLISIS MODAL DE LA HISTORIA DE RESPUESTA RHA (MODAL RESPONSE HISTORY ANALYSIS)	66
3.2.2	ANÁLISIS MODAL A PARTIR DEL ESPECTRO DE RESPUESTA (MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS)	70
3.2.3	ANÁLISIS PUSHOVER MODAL	70
3.2.4	EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE DIFERENTES PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS	72
3.3	ANÁLISIS INELÁSTICO DE EDIFICACIONES DE MÚLTIPLES PISOS	80
3.3.1.	ANÁLISIS DE HISTORIA DE RESPUESTA	80
3.3.2.	ANÁLISIS MODAL DESACOPADO DE LA HISTORIA DE RESPUESTA (UMRHA)	82
3.3.3.	ANÁLISIS PUSHOVER MODAL	91
3.3.4.	EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LOS PROCEDIMIENTOS MODALES INELÁSTICOS	93
3.4	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PROCEDIMIENTO MODAL	110
4.	EVALUACIÓN DEL DAÑO SÍSMICO	112
4.1	INTRODUCCIÓN	112
4.2	CLASIFICACION DEL DAÑO	113
4.3	MODELOS HISTERÉTICOS	115
4.4	INDICES DE DAÑO: ESTADO DEL ARTE	123
4.4.1	ÍNDICES DE DAÑO LOCALES	125
4.4.2	INDICES DE DAÑO GLOBALES	140
5.	ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG	146
5.1.	INTRODUCCIÓN	146
5.2.	MODELO DE DAÑO	146
5.3.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO	147

5.4.	MODIFICACIONES REALIZADAS A LA METODOLOGÍA ORIGINAL	163
5.5.	ESTADOS DE DAÑO	167
5.6.	HERRAMIENTA COMPUTACIONAL IDARC-2D: INELASTIC DAMAGE ANALYSIS FOR REINFORCED CONCRETE	169
5.7.	APLICACIÓN DEL MODELO DE DAÑO	180
5.7.1.	DIRECCIÓN X	180
5.7.2.	DIRECCIÓN Y	192
5.7.3.	EFFECTO DEL SISMO SOBRE EL ÍNDICE DE DAÑO EN LOS NIVELES DE PISO 203	
5.8.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG	212
6.	ÍNDICE DE DAÑO BASADO EN DUCTILIDAD Y DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ	213
6.1	INTRODUCCIÓN	213
6.2	TEORÍA PRELIMINAR Y PRESENTACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO	214
6.3	APLICACIÓN DEL MODELO DE DAÑO	219
6.3.1.	DIRECCIÓN X.	219
6.3.2.	DIRECCIÓN Y	236
6.3.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	248
6.4	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ÍNDICE DE DAÑO	249
	CONCLUSIONES.....	252
	REFERENCIAS.....	258
	ANEXO A: ANÁLISIS MODAL DESACOPADO DE LA HISTORIA DE RESPUESTA (UMRHA).....	263
	ANEXO B: ANÁLISIS PUSHOVER MODAL (MPA).....	305
	ANEXO C: IDARC 2D VERSIÓN 6. MANUAL DEL USUARIO.....	320

LISTA DE FIGURAS:

CAPÍTULO 1

<i>Figura 1. 1. (a) Sistema de un grado de libertad; y (b) Relación bilineal fuerza-deformación.</i>	5
<i>Figura 1. 2. (a) Características del sistema SDF; (b) Movimiento de tierra utilizado; y (c) Relación fuerza-deformación lateral del sistema SDF.....</i>	9
<i>Figura 1. 3. Historia de respuestas en el tiempo: (a) Desplazamiento lateral; (b) Fuerza cortante en la base; (c) Incursiones en la fluencia; y (d) Relación cortante basal – deformación lateral.</i>	10
<i>Figura 1. 4. (a) Vista en planta de los pisos 1-6; (b) Pórticos A, B, C y (c) Pórticos 1, 2, 3 y 4</i>	12
<i>Figura 1. 5. Espectro elástico de diseño utilizado para calcular las fuerzas sísmicas</i>	13
<i>Figura 1. 6. Refuerzo longitudinal y transversal: (a) columnas y (b) vigas</i>	16
<i>Figura 1. 7. Sismos para la Falla Bucaramanga-Santa Marta: (a) Coalinga; (b) Friuli; (c) Helena; (d) Mammoth; (e) Umbría; y (f) Whittier</i>	19
<i>Figura 1. 8. Sismos para la Falla Frontal: (a) Duzce; (b) Loma Prieta; (c) Montenegro; y (d) Pretolia.....</i>	20
<i>Figura 1. 9. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Coalinga).....</i>	20
<i>Figura 1. 10. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Friuli)</i>	21
<i>Figura 1. 11. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Helena)</i>	21
<i>Figura 1. 12. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Mammoth)</i>	22
<i>Figura 1. 13. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Umbría)</i>	22

<i>Figura 1. 14. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Whittier)</i>	23
<i>Figura 1. 15. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Duzce)</i>	23
<i>Figura 1. 16. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Loma Prieta)</i>	24
<i>Figura 1. 17. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Montenegro)</i>	24
<i>Figura 1. 18. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Pretolia)</i>	25
<i>Figura 1. 19. (a)Desplazamiento del último piso; y (b) cortante basal causados por el sismo de Coalinga escalado a 0.1g y 0.7g</i>	26
<i>Figura 1. 20. Curva de capacidad de la edificación</i>	28
<i>Figura 1. 21. Curvas de capacidad obtenidas para diferentes sismos</i>	29

CAPÍTULO 2

<i>Figura 2. 1. Procedimiento pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación</i>	32
<i>Figura 2. 2. Curva Fuerza-Deformación durante carga inicial: real e idealización elastoplástica</i>	35
<i>Figura 2. 3. Sistema elastoplástico y su correspondiente sistema lineal</i>	36
<i>Figura 2. 4. Energía disipada por amortiguamiento en un ciclo de histéresis y energía de deformación máxima. Adaptada de ATC-40</i>	40
<i>Figura 2. 5. Variación del factor κ, en función del amortiguamiento equivalente y el tipo de comportamiento estructural</i>	42
<i>Figura 2. 6. Distribuciones de carga horizontal utilizadas: (a) Distribución uniforme; (b) Distribución ELF; (c) Distribución triangular invertida o lineal</i>	44
<i>Figura 2. 7. Curvas de capacidad obtenidas utilizando diferentes distribuciones de carga horizontal</i>	46

<i>Figura 2. 8. Sismo Coalinga escalado a 0.5g</i>	47
<i>Figura 2. 9. Deformación de cuatro sistemas debida al sismo Coalinga escalado a 0.5g. (a) Sistema lineal; (b) $\bar{f}_y = 0.5$; (c) $\bar{f}_y = 0.3$; (d) $\bar{f}_y = 0.2$; $T_n = 0.695$ seg y $\zeta = 5\%$</i>	49
<i>Figura 2. 10. Relación entre la resistencia normalizada y la ductilidad debido al sismo Coalinga escalado a 0.5g. $T_n = 0.695$ seg.</i>	51
<i>Figura 2. 11. Espectro de respuesta (pseudo-aceleración) para valores constantes de ductilidad debido al sismo de Coalinga escalado a 0.5g. $\mu = 1, 2, 3, 5$ y 10. $\zeta = 5\%$</i>	52
<i>Figura 2. 12. Punto de comportamiento para la distribución uniforme ($\beta_{eq} = 28.74$)</i>	53
<i>Figura 2. 13. Punto de comportamiento para la distribución ELF ($\beta_{eq} = 30.51$)</i>	54
<i>Figura 2. 14. Punto de comportamiento para la distribución triangular invertida ($\beta_{eq} = 30.49$)</i>	54
<i>Figura 2. 15. Perfil de desplazamientos de piso máximos</i>	56
<i>Figura 2. 16. Perfil de derivas de entrepiso máximas</i>	58
<i>Figura 2. 17. Error en los desplazamientos de piso máximos: (a) Distribución uniforme; (b) Distribución ELF; (c) Distribución triangular</i>	59
<i>Figura 2. 18. Error en las derivas de entrepiso máximas: (a) Distribución uniforme; (b) Distribución ELF; (c) Distribución triangular</i>	60

CAPÍTULO 3

<i>Figura 3.2.1. Explicación conceptual del análisis modal de la historia de respuesta de sistemas elásticos MDF</i>	68
<i>Figura 3.2. 2. Desplazamiento del último piso en los modos uno, dos, tres y respuesta total</i>	73
<i>Figura 3.2. 3. Perfil de desplazamientos de piso máximos</i>	74

<i>Figura 3.2. 4. (a) Forma de los tres primeros modos de vibración de la estructura y (b) fuerzas horizontales aplicadas (en KN)</i>	<i>76</i>
<i>Figura 3.2. 5. Curvas de capacidad para cada modo</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3.2. 6. Variación del error en los desplazamientos de piso y perfil de desplazamientos pico (MPA)</i>	<i>79</i>
<i>Figura 3.2. 7. Variación del error en las derivas de piso y perfil de derivas máximas (MPA)</i>	<i>79</i>
<i>Figura 3.3. 1. Descomposición modal del desplazamiento en el último piso debida a:.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 3.3. 2 Descomposición modal del desplazamiento en el último piso debida a:.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3.3. 3. Explicación conceptual del análisis modal desacoplado de la historia de respuesta para sistemas inelásticos MDF</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3.3. 4. Propiedades del i-ésimo modo de un sistema inelástico SDF a partir de la curva pushover</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3.3. 5. Historia del desplazamiento en el último piso debida al sismo Coalinga escalado a 0.6g: respuestas modales individuales y respuesta combinada (UMRHA), y respuesta total (RHA)</i>	<i>94</i>
<i>Figura 3.3. 6. Perfil de desplazamientos máximos y porcentaje de error para cada piso</i>	<i>96</i>
<i>Figura 3.3. 7. Porcentaje de error como función del factor de escala en g.</i>	<i>97</i>
<i>Figura 3.3. 8. Error debido a la idealización bilineal de la curva pushover.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 3.3. 9 Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Helena</i>	<i>100</i>
<i>Figura 3.3. 10. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Pretolia.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 3.3. 11. Curva de capacidad para el sismo Coalinga obtenida mediante RHA (IDARC)</i>	<i>102</i>

<i>Figura 3.3. 12. Desplazamientos máximos ocasionados por el sismo Coalinga escalado a 0.6g. (Como porcentaje de la altura = 17.7m)</i>	105
<i>Figura 3.3. 13. Derivas de piso máximas ocasionadas por el sismo Coalinga escalado a 0.6g. (Como porcentaje de la altura de cada piso)</i>	105
<i>Figura 3.3. 14. Porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos considerando uno, dos y tres modos.</i>	106
<i>Figura 3.3. 15. Porcentajes de error en las derivas pico, considerando uno, dos y tres modos de vibración</i>	106
<i>Figura 3.3. 16. Porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos como función del factor de escala del sismo</i>	109
<i>Figura 3.3. 17. Porcentajes de error de las derivas de entrepiso máximas como función del factor de escala del sismo</i>	109

CAPÍTULO 4

<i>Figura 4. 1. Modelo de Takeda</i>	117
<i>Figura 4. 2. Modelo Elastoplástico</i>	118
<i>Figura 4. 3. Modelo Bilineal</i>	118
<i>Figura 4. 4. Modelo de Clough</i>	119
<i>Figura 4. 5. Modelo Histerético Q</i>	120
<i>Figura 4. 6. Modelo histerético de Roufaiel y Meyer</i>	121
<i>Figura 4. 7. Parámetros de control del modelo de los tres parámetros</i>	122
<i>Figura 4. 8. Influencia de los parámetros de degradación sobre el comportamiento histerético</i>	122
<i>Figura 4. 9. Degradación de la rigidez</i>	128

<i>Figura 4. 10. Incrementos de desplazamiento plástico (Stephen y Yao, 1987)</i>	<i>130</i>
<i>Figura 4. 11. Definición de falla a flexión bajo carga monotónica (Chung et al. 1987).....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 4. 12. Definición de falla a flexión bajo carga cíclica</i>	<i>132</i>
<i>Figura 4. 13. Definición de ciclos medios primarios (PHC) y secundarios (FHC)</i>	<i>134</i>
<i>Figura 4. 14. Características de Momento-Curvatura para el índice de Bracci et al. 1989 .</i>	<i>138</i>
<i>Figura 4. 15. Variación del período fundamental de una estructura durante un sismo (Dipasquale et al. 1990).....</i>	<i>143</i>

CAPÍTULO 5

<i>Figura 5. 1. Tres componentes de la deformación inelástica en la fluencia.</i>	<i>149</i>
<i>Figura 5. 2. Sección transversal del miembro</i>	<i>150</i>
<i>Figura 5. 3. Relación esfuerzo-deformación del material</i>	<i>150</i>
<i>Figura 5. 4. Desprendimiento de la adherencia en el anclaje.....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 5. 5. Efecto de la relación longitud-altura efectiva sobre la deformación por cortante</i>	<i>152</i>
<i>Figura 5. 6. Mecanismo de falla por adherencia.....</i>	<i>152</i>
<i>Figura 5. 7. Efecto del esfuerzo de adherencia sobre la deformación por cortante</i>	<i>154</i>
<i>Figura 5. 8. Modelo de agrietamiento por cortante.....</i>	<i>154</i>
<i>Figura 5. 9. Deformación de fluencia.....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 5. 10. Modo de falla última</i>	<i>157</i>
<i>Figura 5. 11. Factor de Ductilidad Última-Modo de falla.....</i>	<i>158</i>
<i>Figura 5. 12. Predicción del error en el factor de ductilidad última</i>	<i>159</i>

<i>Figura 5. 13. Valor de β para la Ec. 5.1</i>	<i>161</i>
<i>Figura 5. 14. Valor de β para la Ec. 5.2.....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 5. 15. Datos experimentales de energía histerética: (a) $0.45 < n_0$; (b) $0.05 < n_0 < 0.15$; (c) $0.4 < \delta_f / \delta_y < 0.5$; (d) $0.2 < \delta_f / \delta_y < 0.3$</i>	<i>163</i>
<i>Figura 5. 16. Comparación de los Modelos de Daño Basados en Energía Propuestos por Chai, 1995, 1999.</i>	<i>166</i>
<i>Figura 5. 17. Programa IDARC-2D en ejecución.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura 5. 18. (a) Parámetros modales al comienzo de la excitación, (b) Parámetros modales al final de la excitación.....</i>	<i>177</i>
<i>Figura 5. 19. Estado final de los elementos después de un sismo reportado por IDARC-2D</i>	<i>178</i>
<i>Figura 5. 20. Índice de daño por piso y global.....</i>	<i>179</i>
<i>Figura 5. 21. Relación de frecuencias contra índice de daño global (Dirección x).....</i>	<i>181</i>
<i>Figura 5. 22. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>182</i>
<i>Figura 5. 23. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura 5. 24. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 5. 25. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>185</i>
<i>Figura 5. 26. Índices de daño por piso Sismo Umbria: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>186</i>

<i>Figura 5. 27. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>187</i>
<i>Figura 5. 28. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>188</i>
<i>Figura 5. 29. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>189</i>
<i>Figura 5. 30. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>190</i>
<i>Figura 5. 31. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>191</i>
<i>Figura 5. 32. Relación de frecuencias contra índice de daño global (Dirección y).....</i>	<i>192</i>
<i>Figura 5. 33. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>193</i>
<i>Figura 5. 34. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>194</i>
<i>Figura 5. 35. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>195</i>
<i>Figura 5. 36. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>196</i>
<i>Figura 5. 37. Índices de daño por piso Sismo Umbria: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>197</i>
<i>Figura 5. 38. Índices de daño por piso Sismo Whitter: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>198</i>
<i>Figura 5. 39. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>199</i>

<i>Figura 5. 40. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	200
<i>Figura 5. 41. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	201
<i>Figura 5. 42. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	202
<i>Figura 5. 43. Porcentajes de deriva (a) antes y (b) después de la fluencia de las columnas</i>	203
<i>Figura 5. 44. Índices de daño para el sismo de Coalinga escalado a (a) 0.5g y (b) 0.6g....</i>	204
<i>Figura 5. 45. Estados de falla para el sismo Coalinga (a) escalado a 0.6g y (b) escalado a 0.7g.....</i>	204
<i>Figura 5. 46. Daño del primer piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y</i>	205
<i>Figura 5. 47. Daño del segundo piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y.....</i>	206
<i>Figura 5. 48. Daño del tercer piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y</i>	207
<i>Figura 5. 49. Daño del cuarto piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y</i>	208
<i>Figura 5. 50. Daño del quinto piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y.....</i>	209
<i>Figura 5. 51. Daño del sexto piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y</i>	210
<i>Figura 5. 52. Daño del séptimo piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y.....</i>	211

CAPÍTULO 6

<i>Figura 6. 1. Rigidez inicial y secante de un sistema no lineal</i>	214
<i>Figura 6. 2. Comportamiento bilineal bajo: (a) carga estática monotónica; y (b) carga sísmica (cíclica)</i>	216

<i>Figura 6. 3. Índice de daño de Khashaee contra ductilidad para $\mu_u = 3, 5, 7$, y 10</i>	<i>217</i>
<i>Figura 6. 4. Relación deriva-cortante para el piso 2 utilizando análisis dinámico y estático</i>	<i>220</i>
<i>Figura 6. 5. Curva de capacidad para cada piso</i>	<i>221</i>
<i>Figura 6. 6. Curva de capacidad del piso 2</i>	<i>222</i>
<i>Figura 6. 7. Representación bilineal de la curva de capacidad de todos los pisos: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3; (d) piso 4; (e) piso 5; y (f) pisos 6 y 7.....</i>	<i>224</i>
<i>Figura 6. 8. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>226</i>
<i>Figura 6. 9. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>227</i>
<i>Figura 6. 10. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>228</i>
<i>Figura 6. 11. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>229</i>
<i>Figura 6. 12. Índices de daño por piso Sismo Umbría: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>230</i>
<i>Figura 6. 13. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>231</i>
<i>Figura 6. 14. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>232</i>
<i>Figura 6. 15. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>233</i>
<i>Figura 6. 16. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>234</i>

<i>Figura 6. 17. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>235</i>
<i>Figura 6. 18. Representación bilineal de la curva de capacidad de todos los pisos: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3; (d) piso 4; (e) piso 5; y (f) pisos 6 y 7.....</i>	<i>236</i>
<i>Figura 6. 19. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>238</i>
<i>Figura 6. 20. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>239</i>
<i>Figura 6. 21. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>240</i>
<i>Figura 6. 22. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>241</i>
<i>Figura 6. 23. Índices de daño por piso Sismo Umbría: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>242</i>
<i>Figura 6. 24. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>243</i>
<i>Figura 6. 25. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global.....</i>	<i>244</i>
<i>Figura 6. 26. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>245</i>
<i>Figura 6. 27. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>246</i>
<i>Figura 6. 28. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global</i>	<i>247</i>
<i>Figura 6. 29. Relación de frecuencias contra índice de daño global (dirección x)</i>	<i>248</i>

<i>Figura 6. 30. Relación de frecuencias contra índice de daño global (dirección y)</i>	249

ANEXO A:

<i>Figura A1. Forma y periodo de los tres primeros modos de vibración.</i>	263
<i>Figura A2. Distribución de fuerzas horizontales, en KN</i>	264
<i>Figura A3. Curvas de capacidad obtenidas para los tres primeros modos de vibración</i>	265
<i>Figura A4. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1.</i>	267
<i>Figura A5. Perfil de desplazamientos máximos</i>	268
<i>Figura A6. Porcentaje de error para cada piso</i>	268
<i>Figura A7. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1.</i>	269
<i>Figura A8. Perfil de desplazamientos máximos</i>	270
<i>Figura A9. Porcentaje de error para cada piso</i>	270
<i>Figura A10. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	271
<i>Figura A11. Perfil de desplazamientos máximos</i>	272
<i>Figura A12. Porcentaje de error para cada piso</i>	272
<i>Figura A13. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	273
<i>Figura A14. Perfil de desplazamientos máximos</i>	274
<i>Figura A15. Porcentaje de error para cada piso</i>	274
<i>Figura A16. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	275
<i>Figura A17. Perfil de desplazamientos máximos</i>	276
<i>Figura A18. Porcentaje de error para cada piso</i>	276

<i>Figura A19. Historia de los desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>277</i>
<i>Figura A20. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>278</i>
<i>Figura A21. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>278</i>
<i>Figura A22. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>279</i>
<i>Figura A23. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>280</i>
<i>Figura A24. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>280</i>
<i>Figura A25. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>281</i>
<i>Figura A26. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>282</i>
<i>Figura A27. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>282</i>
<i>Figura A28. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>283</i>
<i>Figura A29. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>284</i>
<i>Figura A30. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>284</i>
<i>Figura A31. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>285</i>
<i>Figura A32. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>286</i>
<i>Figura A33. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>286</i>
<i>Figura A34. Historia de desplazamientos de cada piso (a) piso 7 (b) piso 1.....</i>	<i>287</i>
<i>Figura A35. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>288</i>
<i>Figura A36. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>288</i>
<i>Figura A37. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>289</i>
<i>Figura A38. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>290</i>
<i>Figura A39. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>290</i>

<i>Figura A40. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>291</i>
<i>Figura A41. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>292</i>
<i>Figura A42. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>292</i>
<i>Figura A43. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>293</i>
<i>Figura A44. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>294</i>
<i>Figura A45. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>294</i>
<i>Figura A46. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>295</i>
<i>Figura A47. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>296</i>
<i>Figura A48. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>296</i>
<i>Figura A49. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>297</i>
<i>Figura A50. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>298</i>
<i>Figura A51. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>298</i>
<i>Figura A52. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>299</i>
<i>Figura A53. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>300</i>
<i>Figura A54. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>300</i>
<i>Figura A55. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>301</i>
<i>Figura A56. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>302</i>
<i>Figura A57. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>302</i>
<i>Figura A58. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1</i>	<i>303</i>
<i>Figura 59. Perfil de desplazamientos máximos.....</i>	<i>304</i>
<i>Figura A60. Porcentaje de error para cada piso.....</i>	<i>304</i>

ANEXO B:

<i>Figura B 1. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)</i>	<i>307</i>
<i>Figura B 2. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)</i>	<i>307</i>
<i>Figura B 3. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)</i>	<i>308</i>
<i>Figura B 4. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)</i>	<i>309</i>
<i>Figura B 5. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)</i>	<i>310</i>
<i>Figura B 6. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)</i>	<i>311</i>
<i>Figura B 7. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)</i>	<i>312</i>
<i>Figura B 8. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)</i>	<i>313</i>
<i>Figura B 9. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)</i>	<i>314</i>
<i>Figura B 10. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)</i>	<i>315</i>
<i>Figura B 11. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)</i>	<i>316</i>
<i>Figura B 12. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)</i>	<i>317</i>

Figura B 13. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m) 318

Figura B 14. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso) 319

LISTA DE TABLAS:

CAPÍTULO 1

<i>Tabla 1. 1. Valores iniciales para el análisis sísmico.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabla 1. 2. Sismos utilizados en el Estudio de Microzonificación del Área Metropolitana de Bucaramanga</i>	<i>18</i>
<i>Tabla 1. 3. Frecuencias dominantes para los sismos del Estudio de Microzonificación.</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 1. 4. Máximos cortantes y desplazamientos para el mismo acelerograma (Coalinga) escalado a diferentes valores de g</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 1. 5. Valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso para diferentes sismos utilizados en el estudio de Microzonificación de la Meseta de Bucaramanga</i>	<i>29</i>

CAPÍTULO 2

<i>Tabla 2. 1. Ductilidad para diferentes valores de $\overline{f}_y$</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 2. 2. Respuesta máxima para diferentes valores de μ</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 2. 3. Desplazamientos máximos (como % de la altura del edificio = 17.7 m) utilizando la distribución uniforme</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 2. 4. Desplazamientos máximos (como % de la altura del edificio = 17.7 m) utilizando la distribución ELF</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 2. 5. Desplazamientos máximos (como % de la altura del edificio = 17.7 m) utilizando la distribución triangular.....</i>	<i>56</i>

<i>Tabla 2. 6. Derivas de entrepiso máximas (como % de la altura de piso) utilizando la distribución uniforme.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 2. 7. Derivas de entrepiso máximas (como % de la altura de piso) utilizando la distribución ELF.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 2. 8. Derivas de entrepiso máximas (como % de la altura de piso) utilizando la distribución triangular.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 2. 9. Error en los desplazamientos máximos (Distribución uniforme).....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 2. 10. Error en las derivas de entrepiso máximas (Distribución uniforme)</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 2. 11. Error en los desplazamientos máximos (Distribución ELF)</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 2. 12. Error en las derivas de entrepiso máximas (Distribución ELF).....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 2. 13. Error en los desplazamientos máximos (Distribución triangular).....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 2. 14. Error en las derivas de entrepiso máximas (Distribución triangular)</i>	<i>62</i>

CAPÍTULO 3

<i>Tabla 3.2. 1. Desplazamientos de piso máximos y porcentaje de error</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 3.2. 2. Valores pico de desplazamientos de piso (como % de la altura = 17.7 m) calculados mediante MPA</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 3.2. 3. Valores pico de derivas de piso (como % de la altura de cada piso) calculados mediante MPA</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 3.3. 1. Desplazamientos de piso máximos (como % de la altura = 17.7 m) y porcentajes de error.....</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 3.3. 2. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala del sismo</i>	<i>97</i>

<i>Tabla 3.3. 3. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Helena</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 3.3. 4. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Pretolia.....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 3.3. 5. Desplazamientos de piso máximos ocasionados por el sismo Coalinga escalado a 0.6g</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 3.3. 6. Derivas de piso máximas ocasionadas por el sismo Coalinga escalado a 0.6g</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 3.3. 7. Porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos como función del factor de escala del sismo</i>	<i>108</i>
<i>Tabla 3.3. 8. Porcentajes de error en las derivas de entrepiso máximas como función del factor de escala del sismo</i>	<i>108</i>

CAPÍTULO 5

<i>Tabla 5. 1. Estados de daño (Park et al. 1985)</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 5. 2. Estados de daño (Park et al. 1987)</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 5. 3. Estados de daño (Stone y Taylor, 1993)</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 5. 4. Índice de daño global (dirección x)</i>	<i>180</i>
<i>Tabla 5. 5. Índice de daño global (dirección y)</i>	<i>192</i>

CAPÍTULO 6

<i>Tabla 6. 1. Índice de daño global en la estructura para cada sismo y factor de escala (dirección x).</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 6. 2. Índice de daño global en la estructura para cada sismo y factor de escala (dirección y).</i>	<i>237</i>

ANEXO A:

<i>Tabla A 1. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7 m) y porcentaje de error</i>	<i>267</i>
<i>Tabla A 2. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7 m) y porcentaje de error</i>	<i>269</i>
<i>Tabla A 3. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error</i>	<i>271</i>
<i>Tabla A 4. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17. 7m) y porcentaje de error</i>	<i>273</i>
<i>Tabla A 5. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>275</i>
<i>Tabla A 6. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error</i>	<i>277</i>
<i>Tabla A 7. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7) y porcentaje de error</i>	<i>279</i>
<i>Tabla A 8. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7 m) y porcentaje de error</i>	<i>281</i>
<i>Tabla A 9. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>283</i>
<i>Tabla A 10. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>285</i>
<i>Tabla A 11. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>287</i>
<i>Tabla A 12. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>289</i>

<i>Tabla A 13. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>291</i>
<i>Tabla A 14. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>293</i>
<i>Tabla A 15. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>295</i>
<i>Tabla A 16. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>297</i>
<i>Tabla A 17. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>299</i>
<i>Tabla A 18. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error</i>	<i>301</i>
<i>Tabla A 19. Desplazamientos de piso máximos (como porcentaje de altura = 17.7 m) y porcentajes de error.....</i>	<i>303</i>

ANEXO B:

<i>Tabla B 1. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>306</i>
<i>Tabla B 2. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>306</i>
<i>Tabla B 3. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>308</i>
<i>Tabla B 4. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>309</i>

<i>Tabla B 5. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>310</i>
<i>Tabla B 6. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>311</i>
<i>Tabla B 7. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>312</i>
<i>Tabla B 8. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>313</i>
<i>Tabla B 9. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>314</i>
<i>Tabla B 10 Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>315</i>
<i>Tabla B 11. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>316</i>
<i>Tabla B 12. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>317</i>
<i>Tabla B 13. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>318</i>
<i>Tabla B 14. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres.....</i>	<i>319</i>

INTRODUCCIÓN

Actualmente existen dos tipos de análisis sísmico inelástico: Análisis Dinámico o Historia de Respuesta en el Tiempo y Análisis Estático no Lineal (Pushover). El primero es más riguroso y complicado de realizar y sus resultados se consideran más veraces; además permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamientos de piso, derivas, fuerza cortante, etcétera) en el tiempo, pero debido a su complejidad es poco utilizado; en contraste, el Análisis Estático No Lineal o Pushover, descrito en algunos documentos como FEMA-273 o ATC-40 es más popular.

El Análisis Pushover Tradicional (FEMA-273, ATC-40) sólo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, considerado imperante por poseer el mayor factor de participación modal. Un aspecto importante de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad del edificio, que se obtiene empujándolo horizontalmente, siguiendo una distribución de carga predefinida, que se aumenta incrementalmente hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o hasta el colapso. Una de las principales deficiencias encontradas es que la curva pushover es muy sensible a la distribución de carga horizontal utilizada y en los documentos guía para desarrollarla no se especifica un solo tipo de distribución, sino que se permite cierta libertad.

Una posible solución a las limitaciones de la técnica Pushover tradicional es el análisis modal propuesto por Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel en 2001. Este procedimiento consiste en dividir la edificación en tantos grados de libertad se tengan, y para cada uno, hacer un análisis Pushover utilizando una distribución de carga horizontal proporcional a la masa total y forma del modo, posteriormente la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad. Así se hace un

análisis independiente para cada modo y finalmente se combinan todos los aportes modales para determinar la respuesta total.

Conocer la respuesta inelástica de la estructura es sólo la primera parte para tratar de describir el desempeño sísmico de ésta. También es necesario tener una medida del grado de deterioro de los elementos del sistema de resistencia sísmica de la estructura, o de ésta como un todo, es decir, medir el daño estructural ocasionado por el movimiento sísmico. Sin embargo, el concepto de daño es complejo en su interpretación y evaluación, debido a que es un fenómeno difícil de modelar analíticamente o de reproducir en laboratorios.

El daño estructural se puede evaluar de forma cualitativa o cuantitativa. En la evaluación cualitativa es importante la observación de grietas o fallas en la estructura para posteriormente clasificarla en un nivel de daño. La experiencia y el juicio del ingeniero evaluador tienen gran influencia en los resultados finales.

Para evaluar cuantitativamente el daño estructural, se utilizan los índices de daño, que no son más que una representación numérica del daño físico experimentado por la estructura. Actualmente, existen en la literatura numerosos índices de daño, la mayoría de los cuales se basan en los conceptos de capacidad y demanda. Uno de los más utilizados por la comunidad científica es el propuesto por Park y Ang, 1985, debido a que sus resultados han sido confrontados contra datos de daño reales y experimentales, presentando muy buena correlación.

No obstante, los estudios de aplicación en este campo son escasos, y existe la necesidad de evaluar las diferentes propuestas a fin de que puedan ser utilizadas con mayor confiabilidad en estudios de vulnerabilidad, rehabilitación y en un futuro aplicadas al diseño sísmico.

La primera parte de la presente investigación se enfoca en la aplicación y comparación de las metodologías de análisis no lineal presentadas en los párrafos iniciales. En la segunda parte se evalúa el popular índice de daño de Park y Ang y

se presenta una nueva propuesta de índice de daño (Khashae 2004), basada en ductilidad y degradación de la rigidez.

En todos los casos, una estructura de mediana altura, aporticada, de concreto reforzado, representativa de las edificaciones típicamente construidas en Bucaramanga, se somete a los sismos utilizados en el estudio de microzonificación de la ciudad, escalados a diferentes valores de aceleración pico efectiva.

La comparación de los resultados obtenidos permite detectar algunas deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías utilizadas, y la influencia de algunas características de los movimientos sísmicos en el desempeño de la edificación.

1. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

1.1 INTRODUCCIÓN

La esencia de los efectos sísmicos es la naturaleza dinámica de la carga. Como una consecuencia de la variabilidad en el tiempo de las fuerzas aplicadas, las fuerzas internas del sistema y su estado (definido en términos de desplazamientos y deformaciones) también varían con el tiempo. Por lo tanto, mientras un problema estático tiene una única solución independiente del tiempo, la solución de un problema dinámico requiere la descripción del sistema en todos los puntos de tiempo dentro del período en estudio, requiriendo grandes esfuerzos matemáticos o la aplicación de un software de análisis dinámico. Es por esto que no es de los más utilizados. El uso de análisis dinámico se recomienda para edificios altos, para edificios con irregularidades verticales causadas por masas significantes o irregularidades geométricas y para otros edificios donde la distribución de las fuerzas laterales sea diferente a aquella que se asume en procedimientos de fuerza lateral equivalente. El análisis debería estar basado en una apropiada representación del movimiento del terreno y en principios aceptados por la dinámica.

En el presente capítulo se estudiará el comportamiento de un sistema de un grado de libertad (SDF) y luego se ampliará a sistemas de múltiples grados de libertad (MDF). Para la determinación de la respuesta dinámica de un sistema SDF se utilizará el programa NONLIN¹. Así mismo, para el sistema MDF se emplea la herramienta computacional IDARC-2D², sometiendo un edificio de concreto reforzado de mediana altura a los sismos contemplados en el estudio de Microzonificación de la ciudad escalados a diferentes valores. Por último se muestran algunas ventajas y desventajas de la metodología.

¹ Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems; Finley A. Charney

² Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures; State University of New York at Buffalo, Department of Civil Engineering; July 2004

1.2 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDF)

La ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad (SDF) con masa m , concentrada en un punto, amortiguamiento c , rigidez k y relación fuerza-deformación como la que se muestra en la figura 1.1b, sujeto a las fuerzas inducidas por un movimiento de tierra puede escribirse como sigue:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

Ec. 1. 1

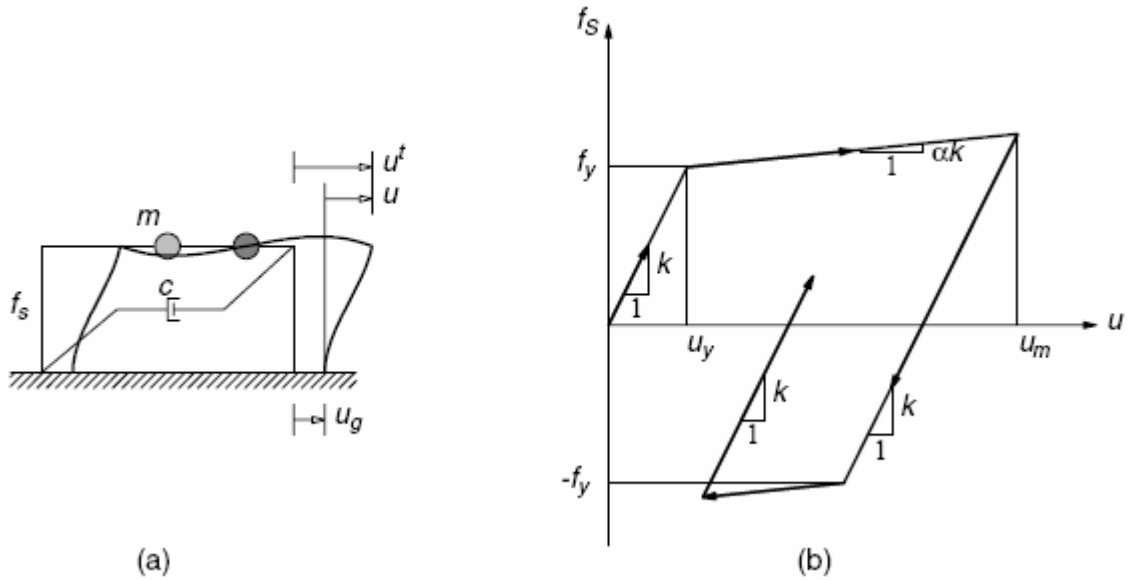


Figura 1. 1. (a) Sistema de un grado de libertad; y (b) Relación bilineal fuerza-deformación¹

El tercer término del lado izquierdo de la ecuación 1.1 hace referencia a la relación entre la fuerza lateral f_s y la deformación resultante u . Cuando la deformación u , es menor que la deformación de fluencia u_y , esta relación tiene la siguiente forma:

$$f_s = ku$$

Ec. 1. 2

¹ Figura tomada del texto: A MODAL PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURE TO ESTIMATE SEISMIC DEMANDS FOR BUILDINGS: Theory and Preliminary Evaluation; Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel; pag 4

En donde k es la rigidez lateral del sistema¹. La anterior ecuación tiene la forma de una línea recta, por eso cuando la relación fuerza-deformación es proporcional a una constante se habla de análisis lineal o elástico.

Una vez se supera la deformación de fluencia u_y del sistema, se presenta una reducción considerable en la rigidez (pendiente de la recta) y las ramas de carga y descarga son diferentes, como puede observarse en la figura 1b. Esto implica que la fuerza f_s , relacionada con un desplazamiento u , no es un valor único y depende del valor de las deformaciones y de su aumento (velocidad positiva) o disminución (velocidad negativa)². Lo anterior puede ser expresado como:

$$f_s = f_s(u, \text{sign } \dot{u}) \quad \text{Ec. 1. 3}$$

Entonces, para un sistema inelástico, la ecuación de movimiento se reescribe así:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign } \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 1. 4}$$

Para un sismo en particular, $\ddot{u}_g(t)$, la deformación $u(t)$, depende de tres parámetros del sistema: ω_n , ζ , y u_y , además de la relación fuerza-deformación³. Esto es evidente si la ecuación 1.4 se divide por la masa, m , del sistema:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \frac{f_s(u, \text{sign } \dot{u})}{f_y} = -\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 1. 5}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad \text{Ec. 1. 6}$$

¹ DYNAMICS OF STRUCTURES: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; pag 9.

² DYNAMICS OF STRUCTURES: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; pag 11.

³ A MODAL PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURE TO ESTIMATE SEISMIC DEMANDS FOR BUILDINGS: Theory and Preliminary Evaluation; Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel; pag 4

En donde, ω_n es la frecuencia natural de vibración, $T_n = 2\pi/\omega_n$ es el periodo natural de vibración y ζ es el cociente de amortiguamiento (con respecto al amortiguamiento crítico) del sistema vibrando dentro del rango lineal.

1.3 SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MDF)

El sistema de ecuaciones diferenciales que representa la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad se puede expresar como:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 1.7}$$

En donde m , c y k son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente y u es el vector de desplazamientos.

El vector u está relacionado con el número de grados de libertad o posibilidades de movimiento de cada una de las masas concentradas. Generalmente, las masas se concentran en cada piso y se supone que no se pueden desplazar ni vertical ni rotacionalmente, permitiendo solo que se desplacen horizontalmente. Con estas suposiciones el sistema se reduce a dos posibilidades de movimiento o grados de libertad por masa, uno en el eje x y otro en el eje y .

Si el sistema de ecuaciones 1.7 se plantea en una dirección, se tendría sólo un grado de libertad para cada masa, y como éstas se concentran en cada piso; el total de desplazamientos es igual a N , en donde N es el número de pisos; por consiguiente el vector u tiene tantos elementos como pisos tiene la edificación. Igual sucede con las matrices m , c y k , que tienen $N \times N$ elementos.

La solución de este sistema de ecuaciones es particularmente complicada porque si bien, la matriz de masa de la edificación, m , es una constante en el tiempo, las matrices de amortiguamiento y rigidez, c y k , respectivamente, cambian cuando se

supera el límite de comportamiento elástico. La rigidez de la estructura, e incluso el amortiguamiento, no son los mismos cuando todos los elementos están respondiendo en el rango lineal de la curva esfuerzo deformación que cuando se han formado rótulas plásticas en vigas y columnas (más allá del límite de fluencia en la curva esfuerzo deformación).

Sin embargo, reconstruir las matrices de rigidez y amortiguamiento cada vez que un elemento (viga, columna, muro) entra más allá de la fluencia no es el único problema. La parte derecha de la ecuación representa las fuerzas externas a las que se somete la edificación y el término $\ddot{u}_g(t)$ representa el cambio de aceleración en la base del edificio en el tiempo, es decir el acelerograma. De manera que la ecuación de movimiento cambiaría cada vez que cambie la aceleración en el acelerograma incluso en el rango elástico.

Por ejemplo, las fuerzas externas (lado derecho de la ecuación) cambian 500 veces si se utiliza un acelerograma con valores de aceleración para cada intervalo de tiempo, Δt , igual a 0.01segundo durante 5 segundos. En otras palabras, durante los primeros 5 segundos la ecuación de movimiento, que en realidad son tantas ecuaciones como grados de libertad tenga el edificio, cambia 500 veces.

Por tales motivos es indispensable contar con un software de análisis no lineal que tenga en cuenta el comportamiento de los elementos cuando éstos incursionan más allá de la fluencia.

En el presente estudio, el Análisis Dinámico No Lineal o Non Linear Response History Analysis de sistemas de múltiples grados de libertad (MDF) se llevará a cabo utilizando el software IDARC 2D¹ versión 6.

¹ Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures; State University of New York at Buffalo, Department of Civil Engineering; July 2004

1.4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

1.4.1. APLICACIÓN A UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDF)

Se tiene un sistema como el que se muestra en la figura 1.2a; con masa m igual a 96.5 Ton, amortiguamiento $\zeta = 5\%$ del crítico y periodo natural de vibración $T_n = 0.5$ s, sometido un sismo con una aceleración pico efectiva igual a 0.4g y duración 17 segundos (figura 1.2b).

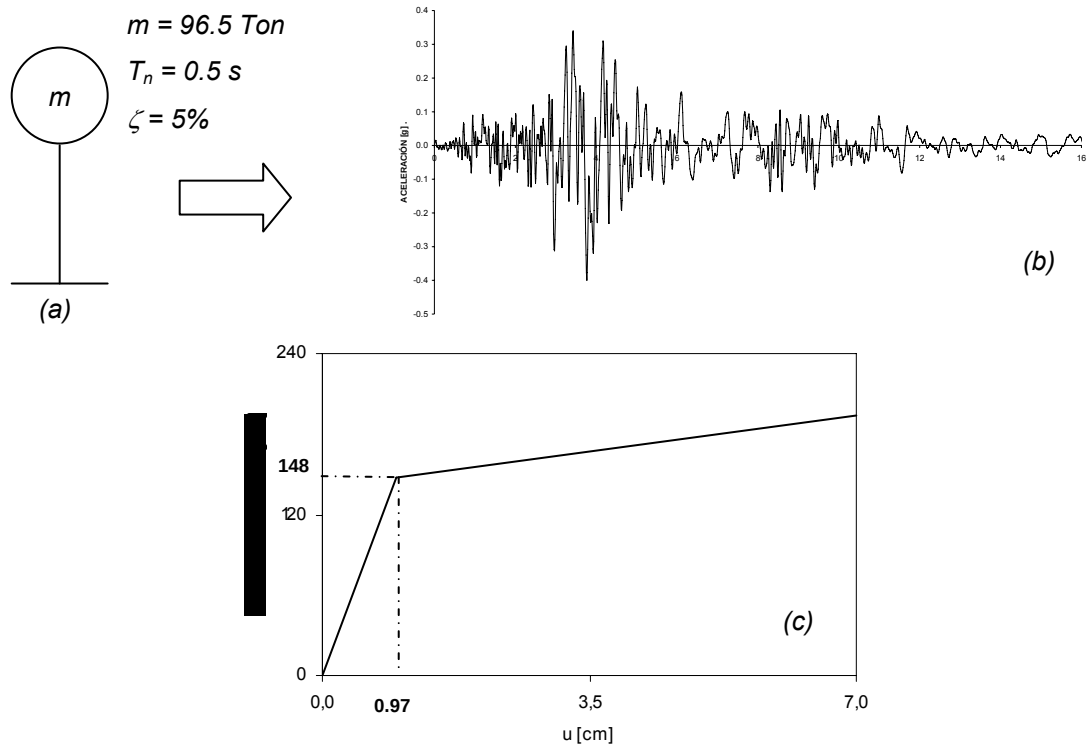


Figura 1. 2. (a) Características del sistema SDF; (b) Movimiento de tierra utilizado; y (c) Relación fuerza-deformación lateral del sistema SDF

En la figura 1.2c se presenta la relación fuerza-deformación lateral: el desplazamiento de fluencia u_y , es 0.97 cm; la resistencia a la fluencia, $f_y = 148.2$ kN; la rigidez antes de la fluencia, $k = 152.39$ kN/cm; y la pendiente pos-fluencia αk , en donde $\alpha = 0.05$.

Los resultados se obtuvieron utilizando el software NONLIN¹, y se presentan a continuación:

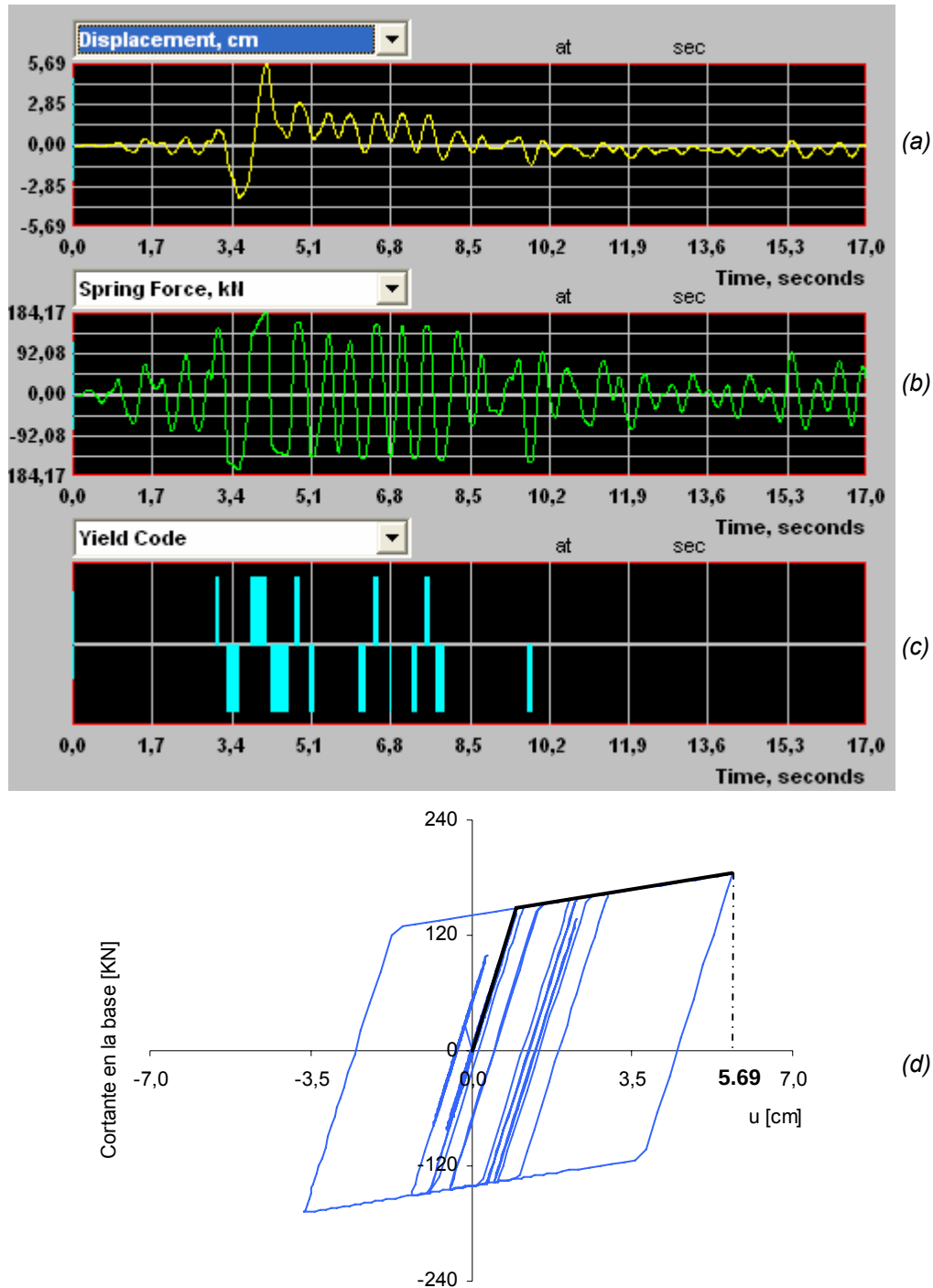


Figura 1. 3. Historia de respuestas en el tiempo: (a) Desplazamiento lateral; (b) Fuerza cortante en la base; (c) Incursiones en la fluencia; y (d) Relación cortante basal – deformación lateral.

¹ Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems; Finley A. Charney.

El desplazamiento máximo es 5.69 cm, como se observa en la figura 1.3a y 1.3d. La variación de la fuerza cortante en la base durante los 17 segundos que dura el sismo se presenta en la figura 1.3b, siendo la máxima 184.17 KN. En la figura 1.3c se observa que el sistema incursiona 13 veces en la fluencia entre los 2 y 10 segundos. Finalmente, (figura 1.3d) se grafica cada valor de las figuras 1.3a y 1.3b, asociado al mismo instante de tiempo, para obtener los ciclos de histéresis del sistema.

Este sencillo análisis será de gran utilidad en la presentación de otras metodologías de análisis inelástico en los Capítulos 2 y 3.

1.4.2. APLICACIÓN A UN SISTEMA DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MDF)

1.4.2.1. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se utilizará un edificio de concreto reforzado, de 7 pisos, regular en planta y altura, representativo de las edificaciones típicamente construidas en el municipio de Bucaramanga. El sistema de resistencia sísmica está conformado por pórticos ortogonales entre sí.

El edificio no está construido, pero se diseñó de manera que cumpliera con todas los requisitos presentados en la Norma Colombiana de Construcciones Sismo-Resistentes (NSR-98) para edificaciones emplazadas en regiones de amenaza sísmica alta, como es el caso de Bucaramanga. Cuenta con una planta de 11.6 m × 10.5 m, y una altura de 17.7 m. Los pórticos son iguales en cada dirección: 3 luces de 4.4, 2.45 y 4.75 m en la dirección este-oeste (E-W: dirección x) y 2 luces y 2 voladizos exteriores de 4.15 y 1.1 m respectivamente en la dirección norte-sur (N-S: dirección y).

El sistema de entrepiso está conformado por placas rígidas aligeradas apoyadas en la dirección este-oeste (E-W). En la figura 1.4 se presenta una vista en planta de los niveles 1-6 y la elevación de los pórticos en cada dirección. La planta del nivel 7 es igual a la de los demás niveles, excepto por los voladizos.

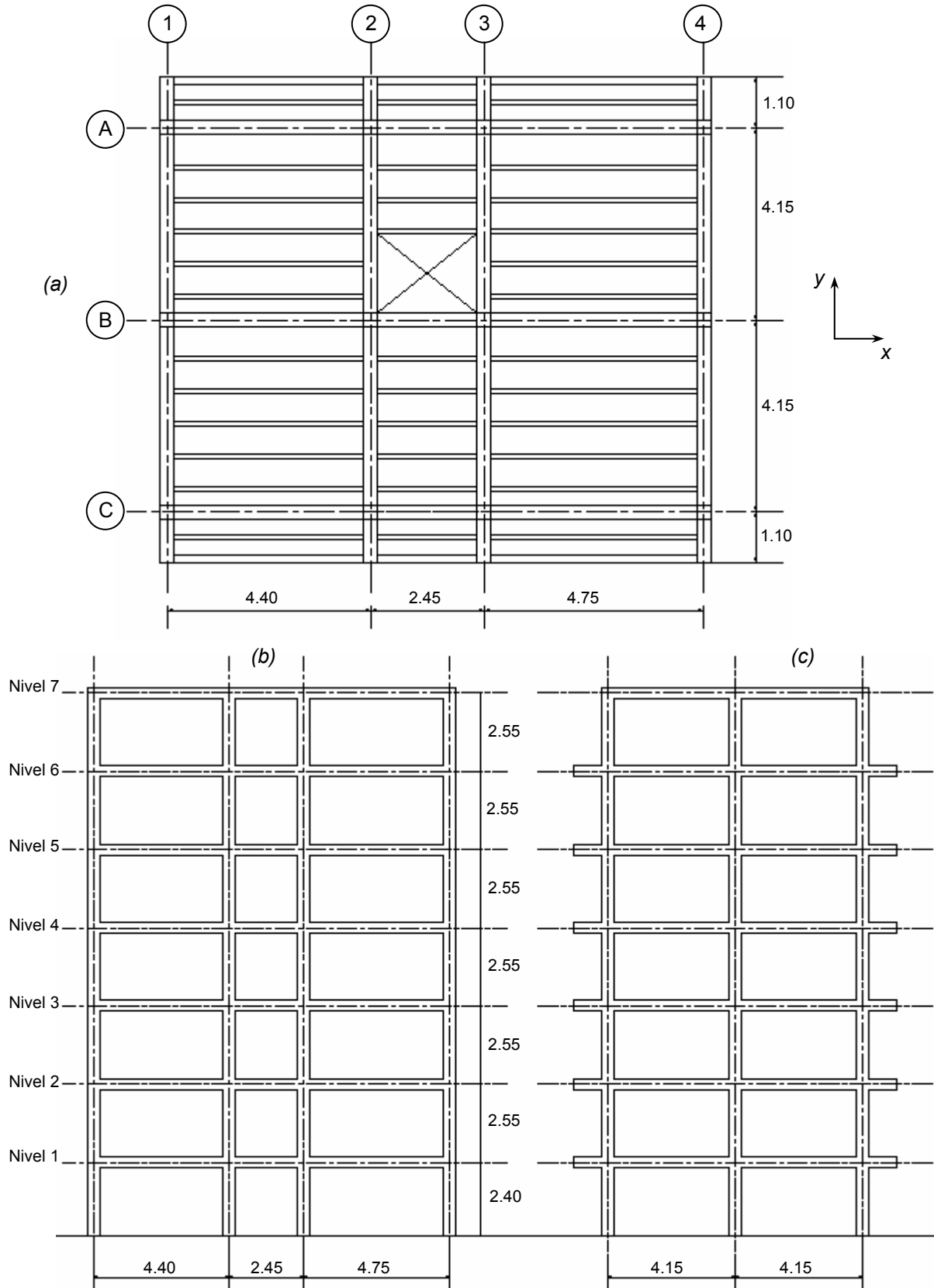


Figura 1. 4. (a) Vista en planta de los pisos 1-6; (b) Pórticos A, B, C y (c) Pórticos 1, 2, 3 y 4

Las columnas son de sección cuadrada, de 0.5×0.5 m y las vigas rectangulares de 0.35×0.45 m.

La resistencia del concreto utilizado en placas, vigas y columnas es de 21 MPa y la del acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal 420 MPa.

- **Análisis sísmico**

El análisis sísmico de la edificación se realizó mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, descrito en la sección A de la Norma Colombiana de Construcciones Sismo-Resistentes (NSR-98).

Para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, se construyó el espectro elástico de diseño, teniendo en cuenta que el tipo de perfil de suelo en el que se apoya la estructura es S1 (coeficiente de sitio = 1.0) y el grupo de uso de la edificación es I (coeficiente de importancia = 1.0)

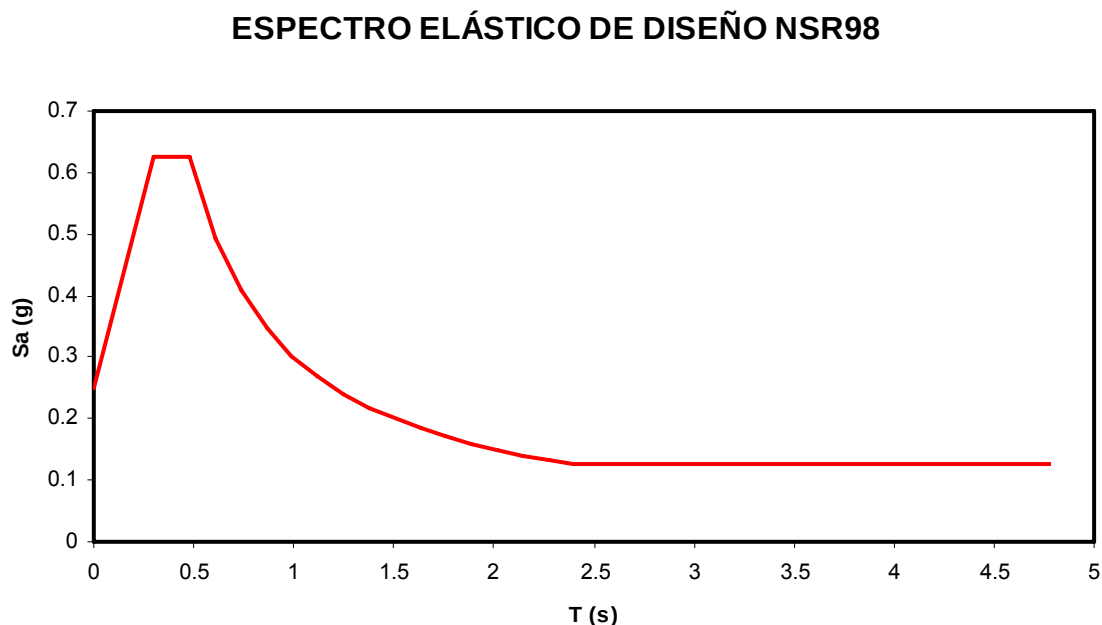


Figura 1. 5. Espectro elástico de diseño utilizado para calcular las fuerzas sísmicas

VALORES INICIALES PARA EL ANÁLISIS DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE	
Parámetro de aceleración pico efectiva, A_a :	0,25
Coeficiente de sitio, S :	1,00
Coeficiente de importancia, I :	1,00
Altura de la edificación (m):	17,70
Aceleración espectral S_a (g):	0,43
Masa total del edificio (Ton):	645,51
Fuerza cortante en la base, V_s (KN):	2805,12

Tabla 1. 1. Valores iniciales para el análisis sísmico

Cabe anotar que en éste análisis se tuvo en cuenta el efecto de torsión accidental ocasionado por la diferente localización del centro de cortante y el centro de rigidez de cada piso.

Para garantizar el control de derivas las columnas deben tener una sección de 0.5×0.5 m y las vigas 0.35×0.45 m, como se mencionó anteriormente.

Estas secciones, evidentemente grandes, indican que las solicitaciones sísmicas son grandes y se necesita una estructura rígida para cumplir con este requisito exigido por la norma. Esta rigidización puede ser aportada mediante la inclusión de muros estructurales en el diseño, lo que resultaría lógico teniendo en cuenta la altura de la edificación (7 pisos); además en una construcción con columnas tan robustas y luces medianas se pierde espacio, precisamente por el volumen de las columnas. Sin embargo, en el presente estudio, no se incluyó ningún muro estructural y los análisis presentados más adelante se hicieron teniendo en cuenta las columnas de 0.5×0.5 m y vigas de 0.35×0.45 m, principalmente porque los objetivos del proyecto se enfocan hacia estudio del comportamiento de vigas y columnas y no de muros.

- **Diseño de elementos**

El siguiente paso después del control de derivas fue el diseño de los elementos siguiendo los requisitos para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES).

La NSR-98 define el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 , de acuerdo al sistema estructural y al grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. En el caso del sistema estructural de pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) en zonas de amenaza sísmica alta el valor de R_0 es 7,0.

Adicionalmente la NSR-98 define dos coeficientes de reducción de la capacidad de disipación de energía por irregularidades en:

a) Altura, ϕ_a

b) Planta, ϕ_p

El coeficiente final de disipación de energía para ser empleado en el diseño, R , corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad por irregularidades en altura y planta, ϕ_a y ϕ_p , respectivamente.

$$R = \phi_a \phi_p R_0$$

Ec. 1. 8

La edificación no tiene irregularidades ni en planta ni en altura, por eso $\phi_a = \phi_p = 1,0$ y $R = 1,0 \times 1,0 \times 7,0 = 7,0$

Las fuerzas sísmicas internas calculadas por el análisis de la fuerza horizontal equivalente, F_s , se dividieron por 7,0 para obtener las fuerzas sísmicas internas inelásticas de diseño E , ($E = F_s/R$).

En los estudios presentados posteriormente, se analizan los elementos (vigas, columnas) completos, es decir, con la misma sección transversal a lo largo de todo el elemento y el mismo refuerzo transversal. Esto quiere decir que el refuerzo longitudinal es el mismo en todas las secciones del elemento y la separación de estribos es igual en toda la longitud. En ningún caso práctico el refuerzo es igual en

toda la longitud, porque la demanda va cambiando dependiendo de la localización de la sección transversal y resultaría muy costoso e innecesario construir elementos con la misma sección en toda la longitud y la misma separación de estribos.

Sin embargo, en este proyecto los elementos se diseñaron con la misma cantidad de barras en todas las secciones transversales y la misma separación de estribos.

Las secciones transversales de columnas y vigas se presentan en la siguiente figura:

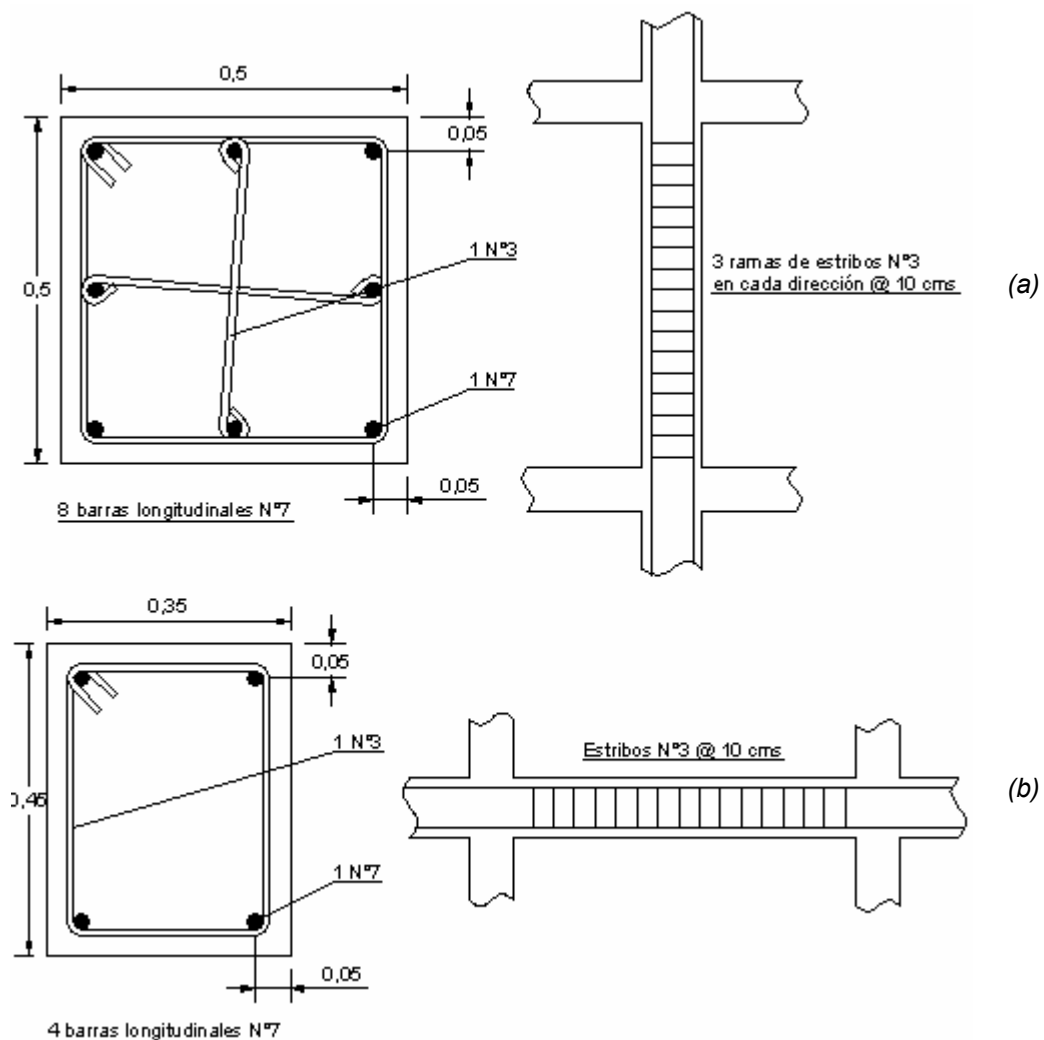


Figura 1. 6. Refuerzo longitudinal y transversal: (a) columnas y (b) vigas

Es práctica común agrupar los elementos y hacer un solo diseño para el elemento más crítico (con mayor solicitación), siempre y cuando la diferencia de solicitaciones no sea muy grande. En el presente diseño se agruparon todas las vigas y todas las columnas y se hizo un solo diseño (figura 1.6), a pesar de que la diferencia entre solicitaciones es considerable. En la práctica esto no se haría, pues el presupuesto se podría reducir porque no todos los elementos necesitan la cantidad de refuerzo suministrada, sin embargo esta aproximación no afecta los objetivos del estudio, que son, básicamente, la comparación entre metodologías de análisis inelástico y dos metodologías para cuantificar el daño sufrido por la edificación ante una acción sísmica.

1.4.2.2. DEFINICIÓN DE LA(S) ACCIÓN(ES) SÍSMICA(S)

Es necesario definir acciones sísmicas compatibles con el sitio de estudio, esto es, definir sismos con características como velocidad (V_m) y aceleración (A_m) máximas del terreno, duración del movimiento fuerte (D_u), frecuencia dominante, entre otras, similares a aquellas que tendría un eventual terremoto en la región.

Entonces, es necesario encontrar escenarios sísmicos compatibles con la amenaza, que correspondan a eventos que puedan ocurrir dentro de las zonas sísmicas propuestas para el área de estudio¹. Este trabajo fue realizado en el Estudio de Microzonificación del Área Metropolitana de Bucaramanga y se sintetizaron los escenarios sísmicos en dos posibles: Falla Bucaramanga-Santa Martha y Falla Frontal de Los Llanos Orientales.

Con los escenarios sísmicos definidos, el siguiente paso en el Estudio de Microzonificación fue buscar en una base de datos de registros reales, acelerogramas en roca que posteriormente se modificaron para tener en cuenta el efecto del suelo.

¹Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga; Junio de 2001, página 205.

En la tabla 1.2 se presentan los sismos seleccionados para cada escenario sísmico y en las figuras 1.7 y 1.8 se muestran los acelerogramas originales.

FUENTE DEL SISMO	NOMBRE	ESTACIÓN	FECHA
Falla Bucaramanga-Santa Marta	Coalinga	Oil Fie	22/07/1983
	Friuli	Robic	15/09/1976
	Helena	Caroll Collage	31/10/1935
	Mammoth Lake	Long Valley Dam	05/27/1980
	Umbria-Marche	Nocera-Umbra	26/09/1997
	Whittier Narrows	Wilson	01/10/1987
Falla Frontal	Dulce	Mudurnu-Kaymakamlik Binas	12/11/1999
	Loma Prieta	Gilroy No.1	18/10/1989
	Montenegro	Herceg-Nov	15/04/1979
	Petrolia/Cape Mendocino	Butler Val. 2	25/04/1992

Tabla 1. 2. Sismos utilizados en el Estudio de Microzonificación del Área Metropolitana de Bucaramanga

Por medio del espectro de amplitudes de Fourier se puede convertir una función en el tiempo a una función de frecuencias. Esto es útil para determinar el contenido frecuencial de un sismo o segmentos de éste y para conocer la frecuencia dominante del movimiento de tierra.

En las figuras 1.9 a 1.18 se presenta la transformada de Fourier (espectro de amplitudes) para cada uno de los sismos del estudio de Microzonificación de Bucaramanga. En el eje y se grafica la amplitud y en el eje x la frecuencia en hertz. La frecuencia que tiene la mayor ordenada (mayor valor de amplitud) es la frecuencia dominante del movimiento de tierra. Por ejemplo, para el sismo Coalinga (figura 1.7a) la frecuencia dominante es 1.15 hertz.

La gráfica también es útil para visualizar el contenido de energía de un acelerograma a diferentes valores de frecuencia. Por ejemplo, la mayoría de energía del sismo Coalinga se presenta entre 0.5 y 1.8 hertz (figura 1.9).

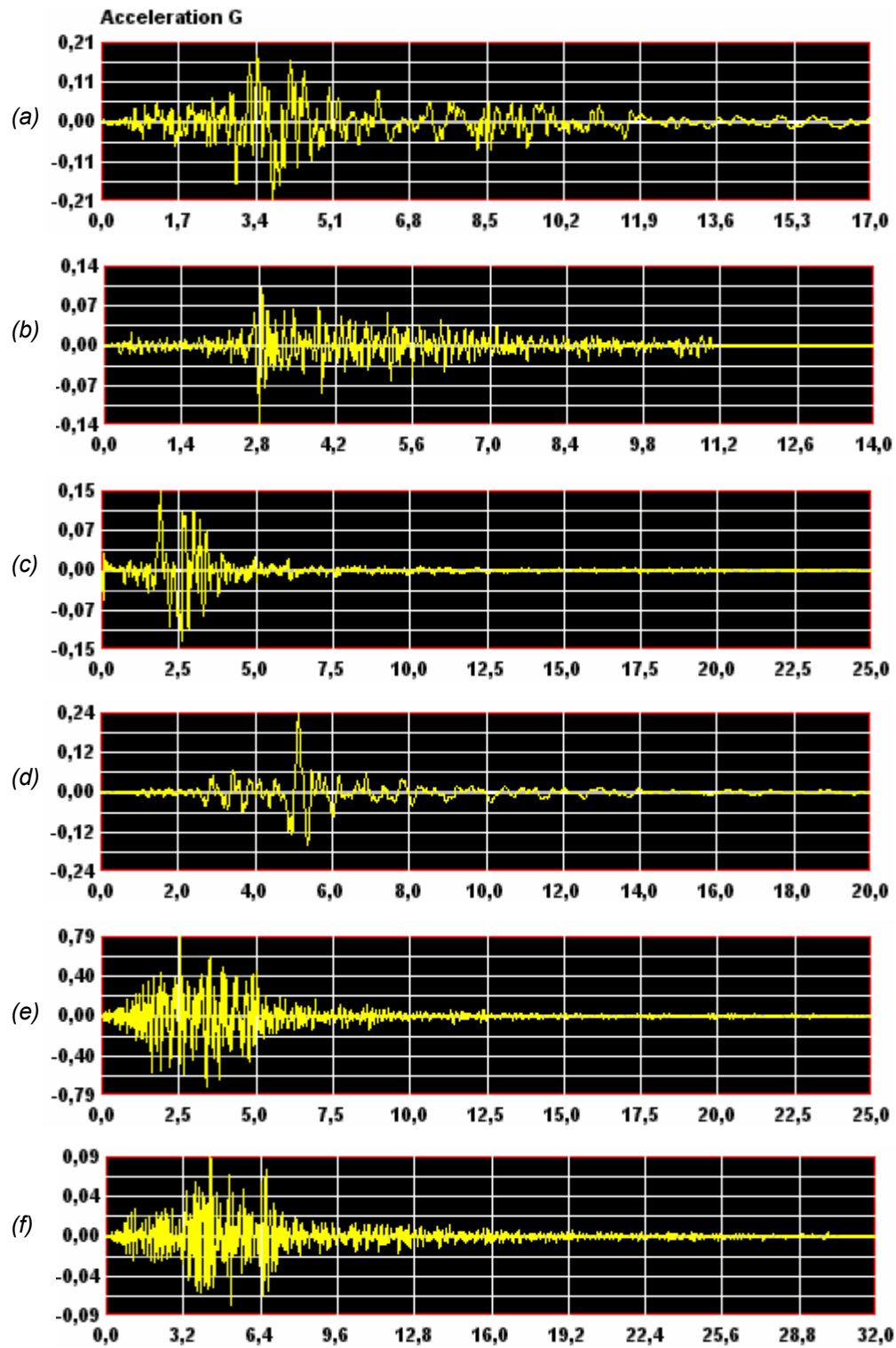


Figura 1. 7. Sismos para la Falla Bucaramanga-Santa Marta: (a) Coalinga; (b) Friuli; (c) Helena; (d) Mammoth; (e) Umbria; y (f) Whittier

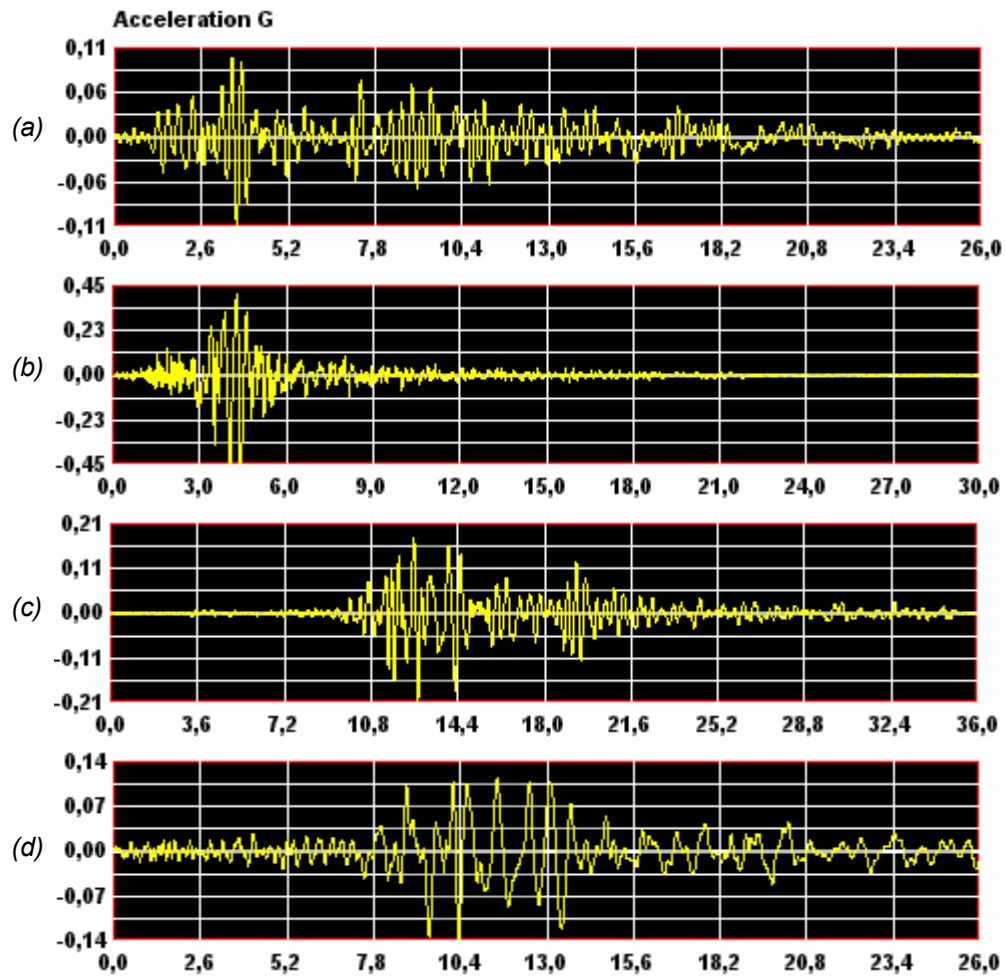


Figura 1. 8. Sismos para la Falla Frontal: (a) Duzce; (b) Loma Prieta; (c) Montenegro; y (d) Pretolia

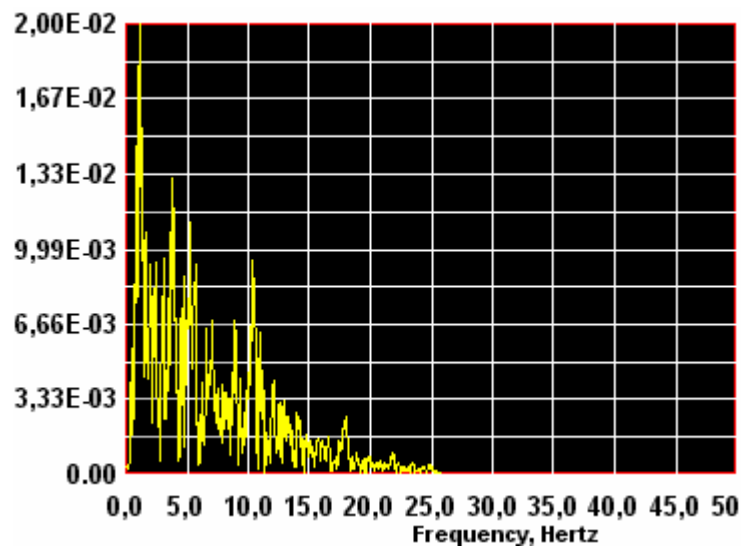


Figura 1. 9. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Coalinga)

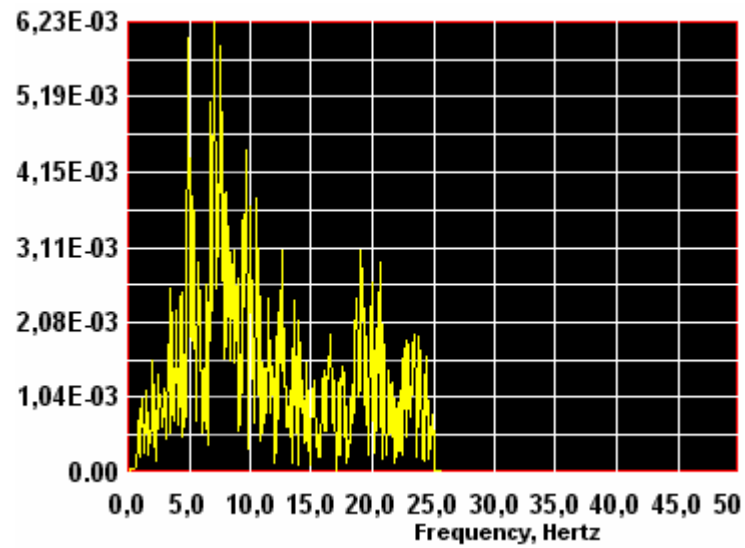


Figura 1. 10. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Friuli)

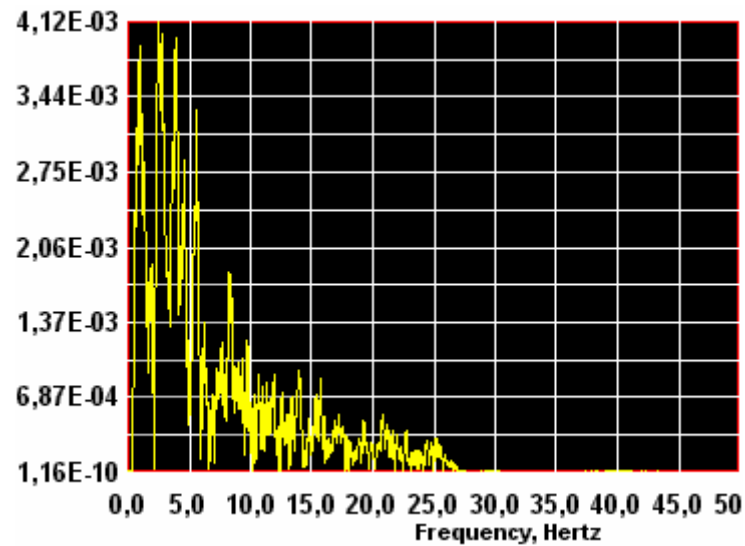


Figura 1. 11. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Helena)

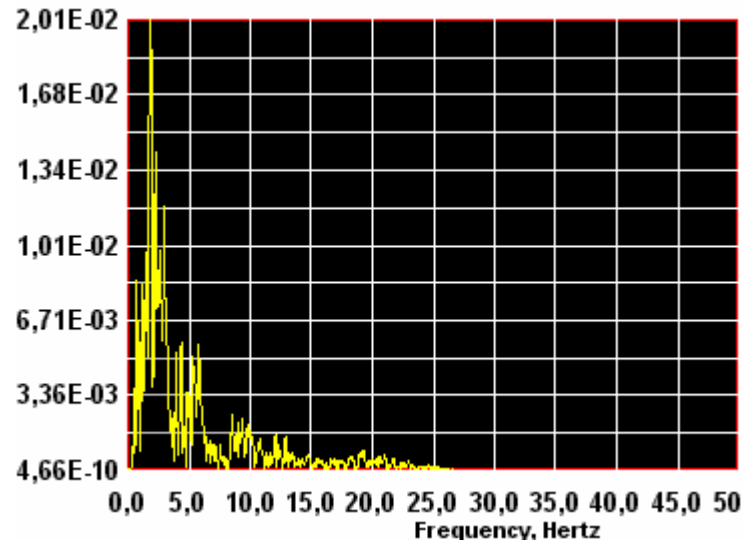


Figura 1. 12. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Mammoth)

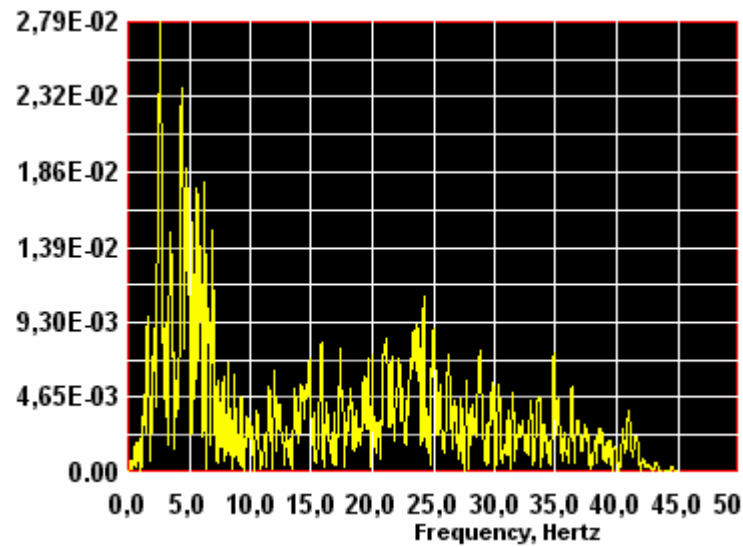


Figura 1. 13. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Umbría)

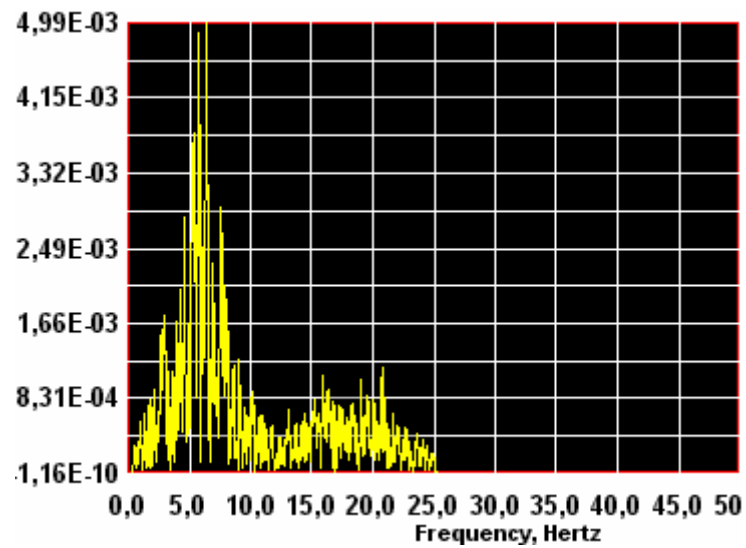


Figura 1. 14. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Whittier)

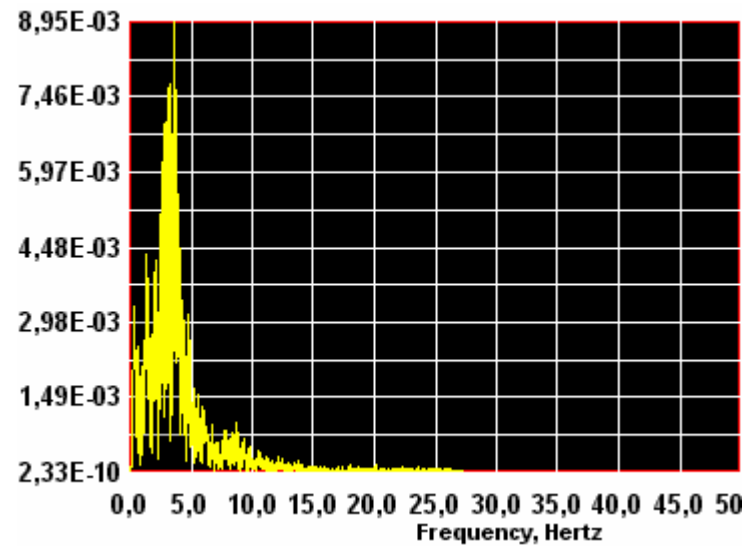


Figura 1. 15. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Duzce)

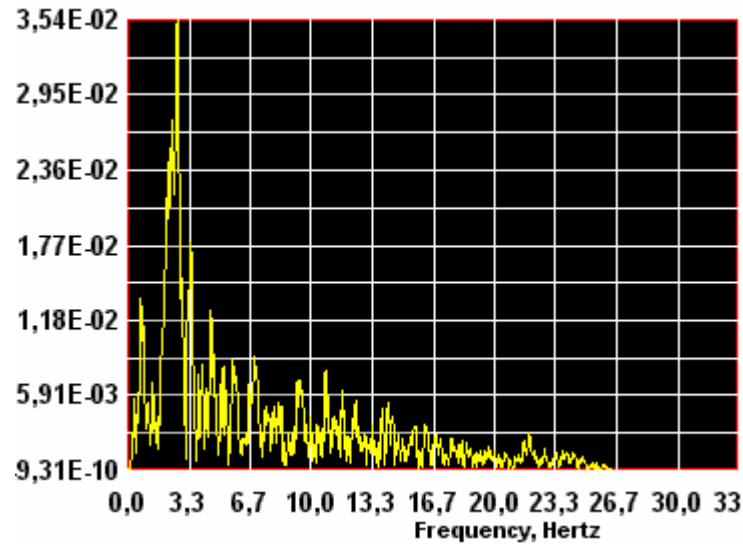


Figura 1. 16. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Loma Prieta)

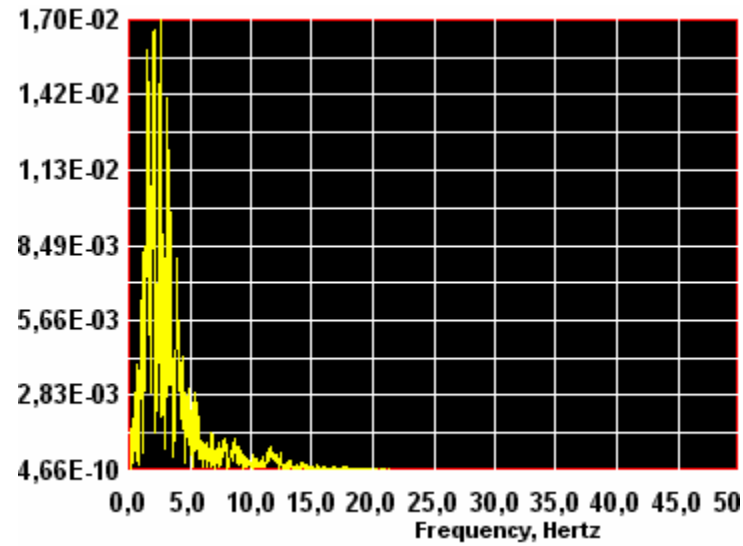


Figura 1. 17. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Montenegro)

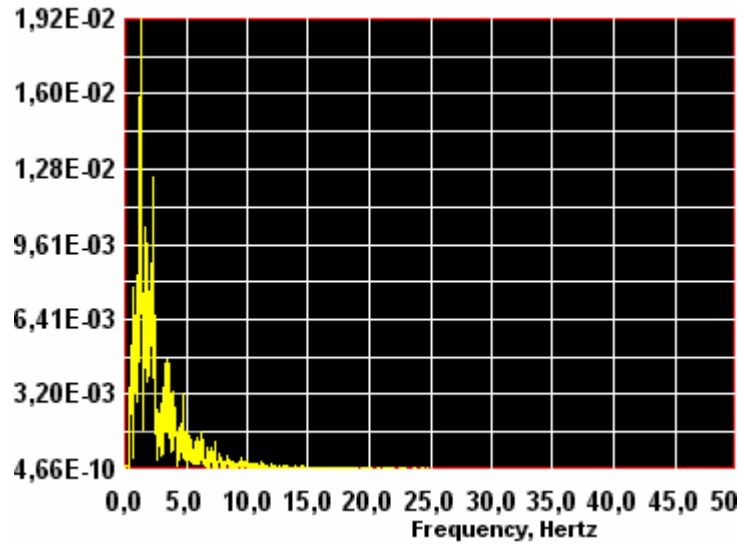


Figura 1. 18. Espectro de amplitudes de Fourier (sismo Pretolia)

En la tabla 1.3 se resumen las frecuencias dominantes para cada uno de los sismos. Puede verse que las más parecidas a la frecuencia natural de vibración del edificio (1.45 s) son las correspondientes a los sismos Pretolia, Coalinga y Mammoth. Entonces, es de esperar que las deformaciones máximas, y mayores índices de daño (Parte II) se presenten para estos sismos.

SISMO	Frecuencia Dominante (Hz)
Coalinga	1.15
Friuli	7.05
Helena	2.30
Mammoth	1.80
Umbría	2.62
Whittier	6.39
Duzce	3.61
Loma Prieta	2.73
Montenegro	2.62
Pretolia	1.31

Tabla 1. 3. Frecuencias dominantes para los sismos del Estudio de Microzonificación.

1.4.2.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

El análisis se hizo para la dirección x de la edificación (dirección E-W, figura 1.4a). Inicialmente se sometió a la acción del sismo de Coalinga escalado a diferentes valores, con el fin de elaborar la relación Cortante en la base – Desplazamiento en el último piso, también conocida como Curva de Capacidad, que será de gran utilidad en los siguientes Capítulos.

El primer valor al que se escaló el acelerograma fue 0.1g; cabe aclarar que al escalar un acelerograma se modifican los valores de aceleración pero otros importantes parámetros como la frecuencia dominante o la duración del sismo permanecen intactos.

Como se mencionó anteriormente, del análisis se puede obtener la historia en el tiempo de cualquier respuesta de la edificación. La historia del desplazamiento del último piso y cortante en el primer nivel o cortante basal para el acelerograma escalado a 0.1g se presentan en la figura 1.19.

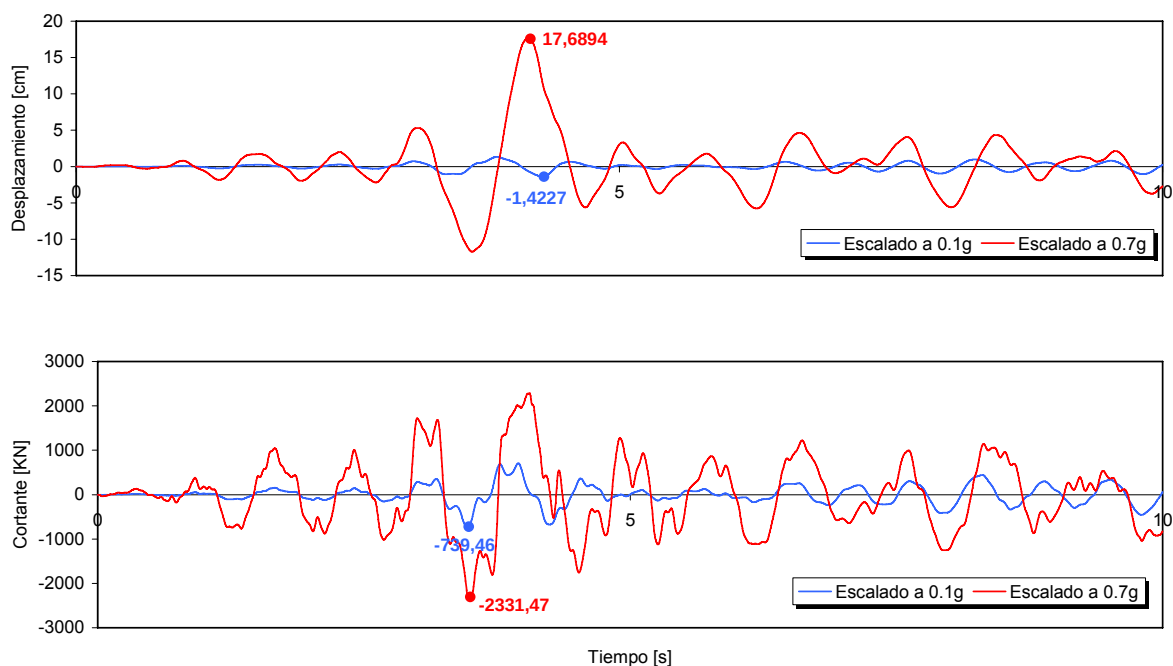


Figura 1. 19. (a)Desplazamiento del último piso; y (b) cortante basal causados por el sismo de Coalinga escalado a 0.1g y 0.7g

Un sismo con una aceleración pico efectiva de 0.1g es pequeño y seguramente la edificación no ha superado el límite de comportamiento elástico, por eso los desplazamientos y fuerzas cortantes son relativamente pequeños.

Como se ve en la figura 1.16, los valores máximos de desplazamiento del último piso y cortante en el primer nivel son 1.4227 cm y 739.46 KN, respectivamente.

El anterior par de valores constituye sólo un punto en la curva de capacidad. El siguiente punto se obtiene de la misma manera, sometiendo la edificación al mismo acelerograma pero ahora escalado uniformemente a 0.2g.

En la tabla 1.4 se presentan los valores máximos escalando uniformemente el sismo a diferentes valores de aceleración.

SISMO COALINGA: VALORES MÁXIMOS		
g	V (KN)	u (cm)
0,00	0,00	0,0000
0,10	739,46	1,4227
0,20	1390,26	2,7831
0,30	1826,22	4,0035
0,40	2094,29	6,9548
0,50	2228,90	10,2609
0,60	2271,09	13,7380
0,70	2331,47	17,6894
0,80	2338,42	19,7859
0,90	2352,75	21,14069
1,00	2387,39	22,29304

Tabla 1. 4. Máximos cortantes y desplazamientos para el mismo acelerograma (Coalinga) escalado a diferentes valores de g

En la figura 1.19 también se muestra la historia en el tiempo del desplazamiento y el cortante cuando la edificación se somete al sismo escalado a 0.7g. En este caso los valores máximos para el desplazamiento y el cortante basal son 17.69 cm y 2331.47 KN, respectivamente. La gran diferencia entre estos valores máximos, comparándolos con los que se obtuvieron cuando el sismo se escaló a 0.1g se debe

a que la estructura, con gran seguridad sobrepasó el límite de comportamiento elástico o punto de fluencia. Esto puede verse claramente graficando los valores máximos presentados en la tabla 1.4:

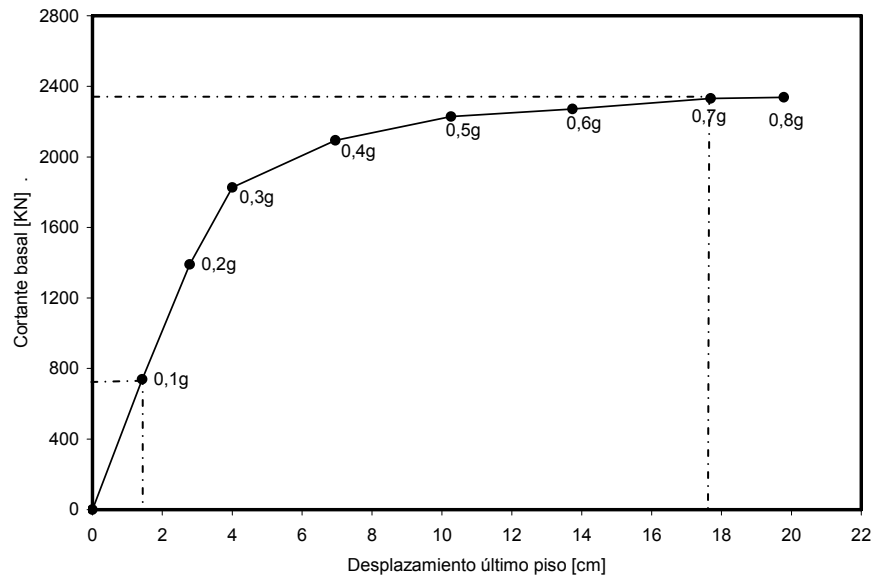


Figura 1. 20. Curva de capacidad de la edificación

Según la figura 1.20, la edificación supera el límite de fluencia cuando el sismo se escala para que alcance una aceleración pico efectiva mayor que 0.3g.

Con el fin de evaluar la respuesta de la estructura a la demanda impuesta por sismos con características diferentes, se aplicó el mismo procedimiento utilizando los acelerogramas de algunos terremotos del estudio de Microzonificación de Bucaramanga. En la tabla 1.5 se resumen los resultados obtenidos y en la figura 1.21 se presentan las diferentes curvas de capacidad:

Se puede concluir que, tal como se esperaba, los sismos con frecuencias dominantes más parecidas a la frecuencia natural de vibración del edificio (Coalinga y Pretolia) generan los desplazamientos más grandes. Por ejemplo, cuando todos los sismos se escalan a 0.5g, los máximos desplazamientos son 13.3 cm y 10.3 cm, y corresponden a los sismos Petrolia y Coalinga, respectivamente. Los desplazamientos generados por el sismo Helena también son grandes y en algunos

casos mayores que aquellos generados por el sismo Coalinga. Esto se debe a que la respuesta de una estructura sometida a un movimiento de tierra no sólo depende de la magnitud y frecuencia dominante de éste, sino que intervienen otros factores como la duración.

g	COALINGA		FRIULI		HELENA		DUZQUE		MONTENEGRO		PETROLIA	
	V (KN)	u (cm)	V (KN)	u (cm)	V (KN)	u (cm)	V (KN)	u (cm)	V (KN)	u (cm)	V (KN)	u (cm)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	739.1	1.4	279.0	0.4	872.2	2.2	795.6	1.8	1122.8	2.8	1427.0	3.7
0.2	1390.3	2.8	558.0	0.9	1422.5	4.1	1336.3	3.3	1443.3	4.3	1707.7	6.2
0.3	1826.2	4.0	837.0	1.3	1595.6	5.0	1450.8	4.2	1674.1	6.0	1926.8	7.2
0.4	2094.3	7.0	1085.1	1.7	1873.4	6.8	1532.5	5.2	1731.6	7.2	2098.6	10.1
0.5	2228.9	10.3	1233.7	2.0	2052.0	9.8	1717.1	6.1	1894.0	8.0	2116.5	13.3
0.6	2271.1	13.7	1396.7	2.3	2130.2	12.6	1878.0	8.0	2031.5	9.6	2275.0	16.5
0.7	2301.8	17.1	1514.1	2.6	2280.9	19.0	2033.4	9.6	2124.4	11.5	2428.6	22.4
0.8	2317.8	18.8	1572.9	2.7	2446.7	22.0	2113.6	11.1	2201.1	12.9		
0.9	2328.1	20.2	1606.0	3.0			2117.2	12.4	2224.3	14.4		
1.0	2362.5	22.8	1616.6	3.3			2124.6	13.2	2271.3	16.1		
1.1	2407.2	27.5	1630.4	3.7			2140.8	14.6	2363.2	17.6		
1.5	2465.0	29.4	1855.0	5.0								

Tabla 1. 5. Valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso para diferentes sismos utilizados en el estudio de Microzonificación de la Meseta de Bucaramanga

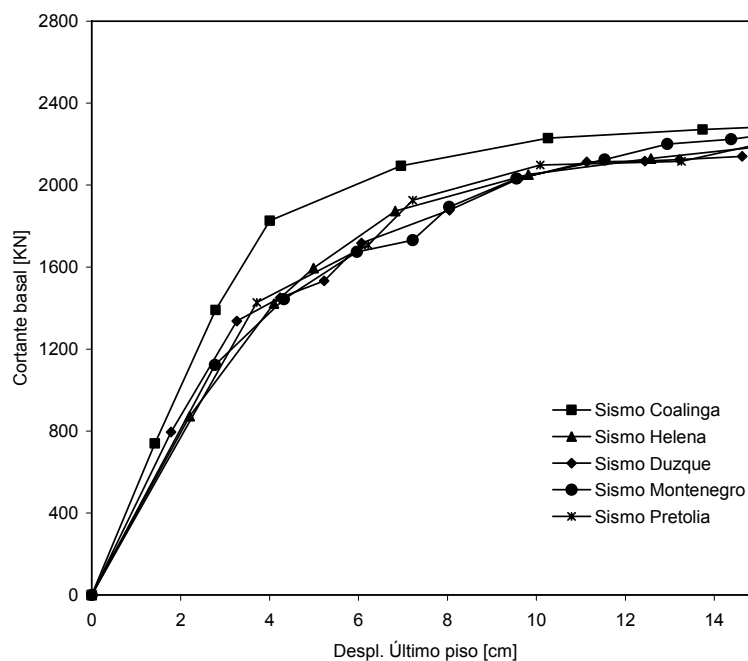


Figura 1. 21. Curvas de capacidad obtenidas para diferentes sismos

1.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Las siguientes son algunas ventajas del Análisis Dinámico No Lineal:

- Es la metodología de análisis sísmico más exacta y completa que existe en la actualidad, ya que permite plantear y resolver el sistema de ecuaciones de movimiento de la estructura.
- Permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes, etcétera) en el tiempo.
- Es la ideal en estudios de patología estructural, cuando se quiere estudiar en detalle el comportamiento de cada elemento estructural de un edificio sometido a un sismo en particular.

Entre las desventajas se tiene:

- Es la metodología de análisis sísmico más complicada, razón por la que es poco utilizada.
- Requiere la utilización de un software especializado en análisis inelástico de edificaciones, como IDARC 2D o DRAIN X.
- No permite la utilización de espectros de diseño.

2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL –PUSHOVER–

2.1 INTRODUCCIÓN

El Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover es otro tipo de metodología para determinar la respuesta inelástica (fuerzas y deformaciones) de la estructura. A diferencia del análisis Dinámico No Lineal o Time History Analysis, en la metodología Pushover se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación y no su historia en el tiempo.

El análisis tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda; la primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras; mientras que la demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro (en el caso de un sismo de diseño) y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a los que se somete la edificación.

A continuación se presenta una descripción más detallada sobre estos dos conceptos y la forma como se evalúan.

2.2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD

Para evaluar la capacidad de la edificación se debe construir la curva de capacidad o curva pushover, que se obtiene graficando los valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso.

El procedimiento para construir la curva pushover consiste en aplicar cargas laterales monotónicas en forma incremental hasta llevar la estructura al colapso. En la figura 2.1 se muestran las fuerzas que se aplican por piso a la estructura; la sumatoria de todas las fuerzas F_i es igual al cortante basal V . La edificación responde a la aplicación de las cargas desplazándose lateralmente hasta que alcanza un desplazamiento máximo d . El par de valores d y V , representa un punto en la curva de capacidad de la edificación, de manera que para determinar otros puntos se carga la estructura nuevamente con fuerzas mayores y así hasta llevarla al colapso.

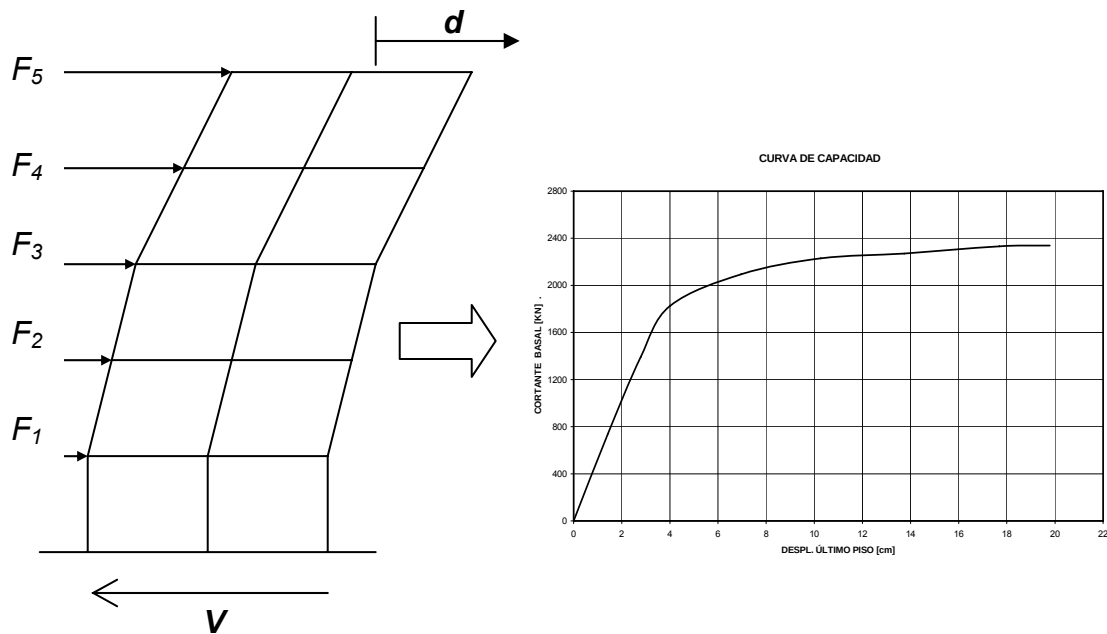


Figura 2. 1. Procedimiento pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación

Se debe tener en cuenta que a medida que se incrementan los valores de carga horizontal, los elementos de la estructura (vigas, columnas, muros) empiezan a sufrir daño y cambian de rigidez. Cuando un elemento supera su resistencia a la fluencia se dice que se ha formado una rótula plástica y se presenta una redistribución de esfuerzos, obviamente la rigidez y capacidad del elemento ya no son los mismos. Lo anterior se puede observar en la curva de capacidad porque la rigidez (pendiente de la curva) empieza a disminuir hasta que se presenta el colapso.

El análisis Pushover se puede realizar utilizando control de fuerzas o control de desplazamientos. Cuando se implementa un análisis pushover controlando la fuerza, las cargas horizontales se aplican incrementalmente y para cada valor de carga se determina el correspondiente desplazamiento. Cuando se implementa un análisis pushover controlando el desplazamiento, la estructura se somete a un perfil de desplazamientos y las fuerzas necesarias para generar tal deformación son calculadas.

El cálculo de la curva de capacidad es muy sensible a la distribución lateral de fuerzas y el éxito que se tenga al utilizar este tipo de análisis depende en gran medida de la distribución seleccionada.

Por ejemplo, en la metodología propuesta por el FEMA-273 para análisis pushover, se contemplan tres distribuciones laterales de fuerzas, s_j^* :

1. Distribución uniforme, en donde las fuerzas laterales por piso s_j^* , son iguales a la masa por piso; $s_j^* = m_j$
2. Distribución ELF (Equivalent Lateral Force): $s_j^* = m_j h_j^k$, en donde h_j es la altura del piso j , medida desde la base del edificio y el exponente $k = 1$ cuando el periodo fundamental de la edificación $T_1 \leq 0.5$ segundos; $k = 2$ para $T_1 \geq 2.5$ segundos y para valores de T_1 entre 0.5 y 2.5 k varía linealmente
3. Distribución SRSS: la distribución lateral de fuerzas s_j^* está definida por las fuerzas laterales recalculadas a partir de los cortantes de piso determinados mediante el análisis del espectro de respuesta de la edificación, asumiendo que ésta se comportará linealmente elástica.

La distribución propuesta en el numeral 2 es igual a la establecida en la Norma Colombiana de Construcciones Sismo-Resistentes NSR-98 cuando se pretende utilizar el método de la Fuerza Horizontal Equivalente para análisis sísmico.

En algunos códigos también se propone utilizar una distribución triangular invertida, considerando que la estructura está sometida a una distribución lineal de aceleración en altura.

2.3 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA

Como se mencionó anteriormente, la demanda, a diferencia de la capacidad, no es un valor o conjunto de valores fijos porque varía dependiendo del sismo al que se somete la edificación.

El concepto de espectro de respuesta aparece como un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de sistemas lineales y no lineales de un grado de libertad (SDF) a un movimiento sísmico en particular. Igualmente permite aplicar el conocimiento de la dinámica estructural al diseño de estructuras y al desarrollo de los requerimientos de resistencia a fuerzas sísmicas consignados en códigos.¹

Una gráfica del valor pico de la respuesta del sistema (desplazamiento, velocidad, aceleración) como función de su periodo natural de vibración T_n , o su frecuencia circular ω_n o frecuencia cíclica f_n , se denomina espectro de respuesta.

Cada gráfica está hecha para un sistema de un grado de libertad (SDF) con un valor constante de coeficiente de amortiguamiento ζ .

De manera que se puede definir varios espectros de respuesta, dependiendo de la cantidad que se esté graficando, por ejemplo:

$$u_o(T_n, \zeta) = \max |u(t, T_n, \zeta)|$$

$$\dot{u}_o(T_n, \zeta) = \max |\dot{u}_o(t, T_n, \zeta)|$$

$$\ddot{u}_o^t(T_n, \zeta) = \max |\ddot{u}_o^t(t, T_n, \zeta)|$$

El espectro de respuesta de deformaciones es una gráfica de u_o contra T_n para un valor seleccionado de ζ . Una gráfica similar para $\dot{u}_o$ se denomina espectro de respuesta de velocidades relativas y para $\ddot{u}_o^t$ es el espectro de respuesta de aceleraciones².

¹ DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; University of California at Berkeley; page 207

² DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; University of California at Berkeley; page 208

Lo que se busca en esta parte del análisis es evaluar la deformación máxima debida a un sismo en particular de un sistema elástico perfectamente plástico (elastoplástico por brevedad), cuya curva fuerza deformación es la que se muestra en la figura 2.2. Por conveniencia, a la hora de construir el espectro, la curva que describe el comportamiento real se idealiza de manera que la máxima fuerza alcanzada por el sistema es la fuerza de fluencia f_y y las áreas bajo las dos curvas son las mismas para un valor seleccionado de deformación máxima u_m .

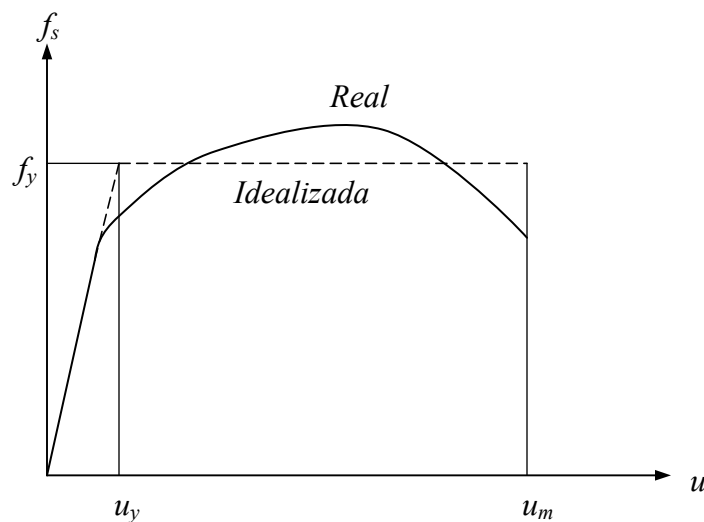


Figura 2. 2. Curva Fuerza-Deformación durante carga inicial: real e idealización elastoplástica

La respuesta máxima obtenida de la figura 2.2 para sistemas inelásticos se compara con la deformación máxima causada por la misma excitación (sismo) pero ahora en el *sistema lineal correspondiente*. Este sistema elástico tiene la misma rigidez que el sistema elastoplástico antes de incursionar en la fluencia. De igual forma, los dos sistemas tienen la misma masa, amortiguamiento y el periodo natural de vibración del sistema lineal correspondiente es igual al del sistema elastoplástico antes de fluir. Lo anterior se puede observar gráficamente en la figura 2.3.

Se puede definir la resistencia a la fluencia normalizada, $\bar{f}_y$, de un sistema elastoplástico como:

$$\overline{f_y} = \frac{f_y}{f_o} = \frac{u_y}{u_o}$$

Ec. 2. 1

En donde f_o y u_o son los valores máximos inducidos por el sismo en el sistema lineal correspondiente. También puede interpretarse f_o como la mínima resistencia requerida por la estructura para permanecer linealmente elástica durante el movimiento sísmico¹.

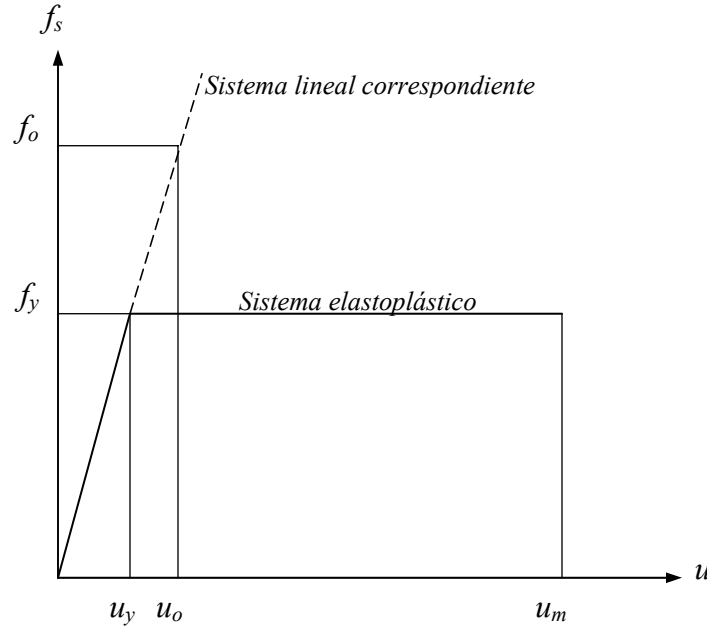


Figura 2. 3. Sistema elasto-plástico y su correspondiente sistema lineal

La deformación absoluta máxima del sistema elasto-plástico debido al sismo es u_m (figura 2.3), pero es conveniente normalizar u_m por la deformación de fluencia, u_y :

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

Ec. 2. 2

El anterior cociente adimensional es conocido como ductilidad (μ), y será de gran importancia en la construcción del espectro de respuesta presentado más adelante.

Una vez construida la curva pushover del edificio y el espectro de respuesta del sismo, el siguiente paso es determinar en qué medida el sismo afecta la capacidad

¹ DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; University of California at Berkeley; page 264

de la estructura, esto se logra determinando el punto de comportamiento o punto de desempeño.

2.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE COMPORTAMIENTO

Es el punto que define el límite hasta el que es llevada la edificación cuando se somete a un espectro de demanda. También se conoce como punto de desempeño y para obtenerlo es necesario poner en una misma gráfica la capacidad y la demanda. Para tal fin se utiliza el formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*) en el que se grafica la aceleración espectral S_a (eje y) y el desplazamiento espectral S_d (eje x).

Para convertir la curva pushover en espectro de capacidad (formato ADRS) se utilizan las siguientes ecuaciones consignadas en el documento ATC 40¹

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \quad \text{Ec. 2. 3}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right) \left(\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right)} \quad \text{Ec. 2. 4}$$

$$S_a = \frac{\left(\frac{V}{W} \right)}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 2. 5}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 * \phi_{1,roof}} \quad \text{Ec. 2. 6}$$

¹ Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings; Volumen 1; Capítulo 8; Página 8-9.

En donde,

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo de vibración

α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración

w_i/g : Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Desplazamiento del primer modo de vibración (1) en el nivel i

N : Número de pisos del edificio

V : Cortante basal

W : Carga muerta de la estructura más la carga viva existente

Δ_{roof} : Desplazamiento del último piso de la edificación

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral

Para convertir el espectro de demanda, en el que se grafica desplazamiento espectral (S_d), velocidad espectral (S_v) o aceleración espectral (S_a) contra periodo (T) del sistema de un grado de libertad, se utilizan las siguientes relaciones entre cantidades espectrales:

$$S_v = \omega_n S_d \quad S_a = \omega_n^2 S_d \quad \text{Ec. 2. 7}$$

$$S_v = (2\pi/T) S_d \quad S_a = (2\pi/T)^2 S_d \quad \text{Ec. 2. 8}$$

Entonces, si se tiene un espectro de respuesta en el que se grafica la aceleración espectral (S_a) medida en g 's contra el periodo (T) en segundos, se debe determinar para cada punto (S_{ai}, T_i) el desplazamiento espectral (S_{di}) correspondiente, esto es:

$$S_{di} = S_{ai} (T_i / 2\pi)^2 g \quad \text{Ec. 2. 9}$$

Cuando ya se tienen los dos espectros (capacidad y demanda) en formato ADRS, el espectro de capacidad se debe idealizar mediante una relación bilineal, como la que se muestra en la figura 2.4. Las pendientes iniciales de las dos curvas (real e idealizada) deben ser iguales, de igual manera, el área bajo las dos curvas debe ser muy similar. En el Anexo A se presenta el procedimiento consignado en el

documento FEMA 273¹ para obtener la relación bilineal que representa al espectro de capacidad real.

Adicionalmente, el espectro de demanda se debe ajustar, para tener en cuenta la ductilidad (μ) y el amortiguamiento equivalente (β_{eq}) que puede desarrollar la estructura. Se debe tener en cuenta que el espectro de demanda se obtiene para un valor constante de amortiguamiento, por lo general 5%, pero en realidad, éste varía dependiendo del sismo al que se somete la estructura; por tal razón es indispensable determinar el amortiguamiento equivalente (β_{eq}) y generar el espectro de capacidad para este nuevo valor, que se aproxima más al que realmente desarrolla la edificación.

Las estructuras responden a la acción de un sismo disipando energía mediante amortiguamiento, y en el rango inelástico existen dos tipos: amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura y amortiguamiento histerético, que está asociado con los ciclos de histéresis que se producen en la estructura.

El amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) desarrollado por la estructura cuando ésta se somete a un desplazamiento máximo d_{pi} , se puede escribir como sigue:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \quad \text{Ec. 2. 10}$$

$$\beta_o = \frac{E_D}{4\pi E_{so}} \quad \text{Ec. 2. 11}$$

En donde β_o representa el amortiguamiento histerético en términos de amortiguamiento viscoso equivalente y 0.05 se refiere al 5% del amortiguamiento viscoso inherente a la estructura. E_D es la energía disipada por amortiguamiento en un ciclo de histéresis y E_{so} es la energía de deformación máxima, asociada a un ciclo de movimiento.

¹ Building Seismic Safety Council, 1977

El significado de estos dos últimos valores se presenta en la figura 2.4. El concepto de energía disipada se relaciona con el área bajo la curva.

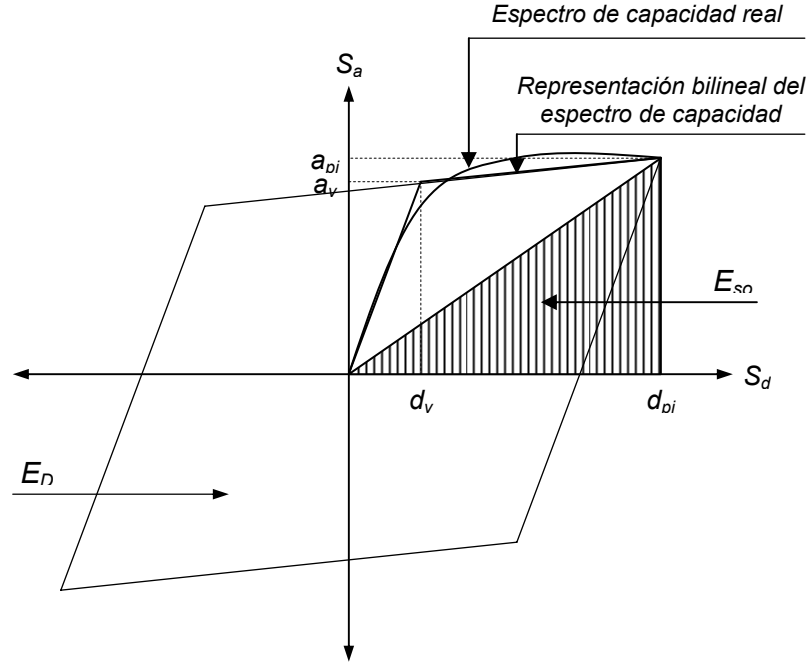


Figura 2. 4. Energía disipada por amortiguamiento en un ciclo de histéresis y energía de deformación máxima. Adaptada de ATC-40.

E_D es el área del ciclo de histéresis (área del paralelogramo) y E_{so} el área del triángulo sombreado.

A partir de la figura se puede deducir que:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad \text{Ec. 2. 12}$$

$$E_{so} = a_{pi} d_{pi} / 2 \quad \text{Ec. 2. 13}$$

Si las anteriores expresiones se reemplazan en la ecuación para amortiguamiento viscoso equivalente (Ec. 2.10) se obtiene lo siguiente:

$$\beta_{eq} = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad \text{Ec. 2. 14}$$

De esta forma se calcula el amortiguamiento desarrollado por la estructura. Aunque la teoría anterior es válida sólo para edificaciones con ciclos de histéresis estables, en las que no se presenta degradación de la rigidez (pendientes de carga y descarga

prácticamente iguales). Esta condición se satisface en estructuras dúctiles con amortiguamiento viscoso efectivo menor que 30%, sometidas a sismos cortos, que no generan muchos ciclos de histéresis. Es importante mencionar que a medida que aumenta el número de ciclos de histéresis la capacidad de disipación de energía de la estructura va disminuyendo, esto quiere decir que el área por ciclo (E_D) es cada vez menor debido al fenómeno conocido como “*aplastamiento*” o “*pinching*” (Los ciclos de histéresis se hacen cada vez más pequeños), además se presenta degradación de rigidez y resistencia.

Por tal razón, la expresión para calcular el amortiguamiento histerético en términos de amortiguamiento viscoso, β_o , que se deduce a partir de la figura 2.4, se debe afectar por un coeficiente, κ , conocido como factor de modificación del amortiguamiento. Este coeficiente depende del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la duración del sismo.

La nueva expresión para el amortiguamiento viscoso equivalente es la siguiente:

$$\beta_{eq} = \frac{2\kappa}{\pi} \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad \text{Ec. 2. 15}$$

El ATC-40 define tres tipos de comportamiento estructural: *A*, *B* y *C*. El comportamiento tipo *A*, agrupa las edificaciones en las que se puede utilizar la teoría de la figura 2.4. Las estructuras tipo *C* son por lo general muy antiguas, o estructuras con un desempeño sísmico deficiente, con ductilidad escasa y baja capacidad para disipar energía. El tipo de comportamiento *B*, agrupa edificaciones intermedias entre los niveles *A* y *C*.

Cada tipo de comportamiento estructural asigna un valor diferente a κ . En la figura 2.5 se presenta el parámetro κ como función del amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso, β_o , para cada tipo de comportamiento estructural.

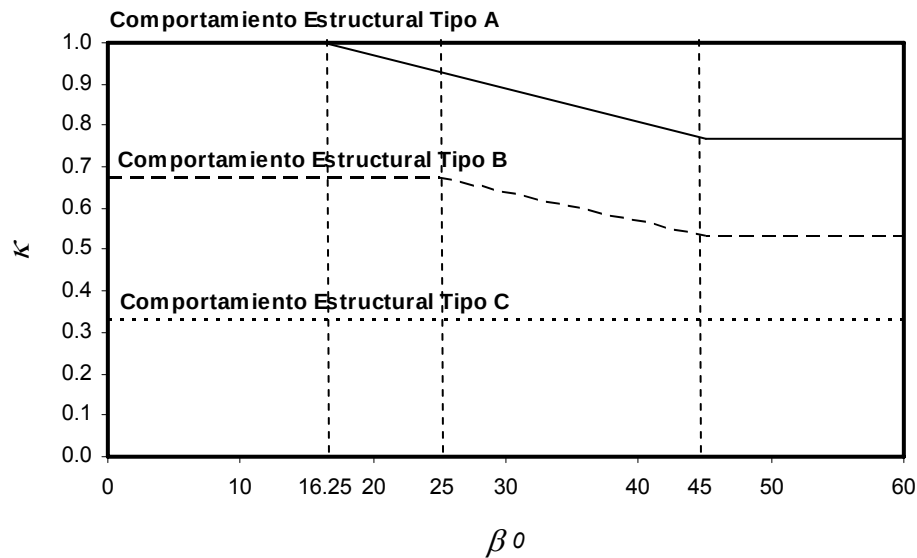


Figura 2. 5. Variación del factor κ , en función del amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso, β_0 , y el tipo de comportamiento estructural¹

Una vez seleccionado el tipo de comportamiento de la estructura (A, B o C), y determinado el amortiguamiento viscoso equivalente, β_{eq} , se debe calcular el punto de comportamiento.

Existen varias metodologías para determinarlo. En el presente trabajo se utilizará el Procedimiento A del ATC-40, que se resume en la siguiente serie de pasos:

1. Una vez contruidos el espectro de capacidad, el espectro elástico de demanda (amortiguamiento = 5%) y definido el tipo de comportamiento estructural (A, B o C), se elige a juicio del ingeniero un punto de desempeño, de coordenadas a_{pi} , d_{pi} , que debe ser algún punto del espectro de capacidad.
2. Construir la representación bilineal del espectro de capacidad hasta el punto de desempeño calculado en el paso anterior. Para este propósito se utilizará el procedimiento propuesto por FEMA-273, presentado en el Anexo B.

¹ Figura adaptada del documento ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; página 8-18.

3. Calcular el amortiguamiento desarrollado por la estructura, β_{eq} , utilizando la ecuación 2.15, y construir el espectro de demanda para ese valor de amortiguamiento.
4. Determinar si el espectro de demanda intercepta al espectro de capacidad en el punto de desempeño previamente definido (a_{pi} , d_{pi}), o si por lo menos el desplazamiento en el que se interceptan los dos espectros está dentro de un límite de tolerancia aceptable (definido a juicio del ingeniero).
5. Si el espectro de demanda no intercepta al espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, se debe seleccionar un nuevo punto de desempeño a_{pi} , d_{pi} , y regresar al paso 2. El nuevo punto de desempeño puede ser el punto de intercepción de los dos espectros calculado en el paso anterior.
6. Si el nuevo espectro de demanda intercepta al espectro de capacidad en el punto de coordenadas a_{pi} , d_{pi} , seleccionado previamente; o por lo menos está dentro de una tolerancia aceptable, entonces, ese es el punto de desempeño, y el desplazamiento d_{pi} representa el máximo desplazamiento esperado para el sismo de demanda. Si por el contrario, el punto de intercepción de los espectros no coincide con el punto de desempeño, o está por fuera de la tolerancia permitida, entonces se debe seleccionar un nuevo punto, sobre el espectro de capacidad, de coordenadas a_{pi} , d_{pi} y repetir el proceso, desde el numeral 2, tantas veces como sea necesario.

El ATC-40 presenta dos procedimientos más para determinar el punto de desempeño (Procedimientos B y C). Sin embargo, el Procedimiento A presenta claras ventajas sobre éstos, pues es más claro y aplica de manera directa los conceptos presentados anteriormente, por lo tanto, es el más fácil de entender, además se puede implementar fácilmente en hojas de cálculo.

2.5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Con el fin de observar la influencia de la distribución lateral de fuerzas en la construcción de la curva pushover, ésta se calculará para la dirección x del mismo edificio de 7 pisos utilizado en los cálculos del Análisis Dinámico No Lineal presentados en el capítulo anterior.

Las distribuciones de carga utilizadas son las siguientes:

1. Distribución uniforme
2. Distribución ELF
3. Distribución triangular invertida

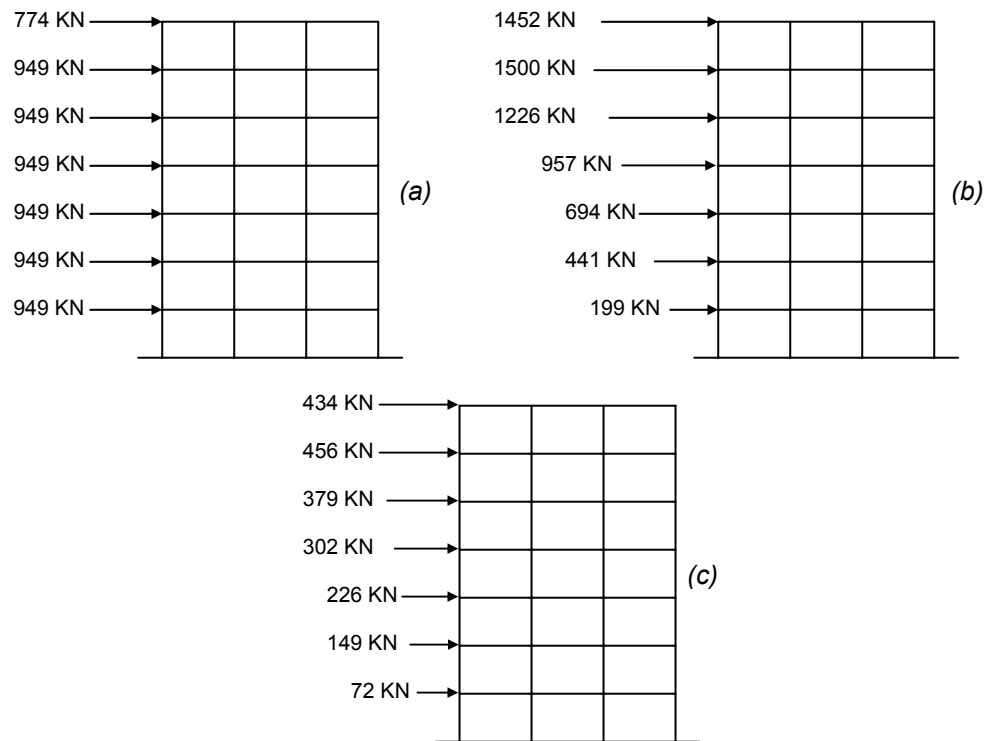


Figura 2. 6. Distribuciones de carga horizontal utilizadas: (a) Distribución uniforme; (b) Distribución ELF; (c) Distribución triangular invertida o lineal

La figura 2.6 muestra los valores máximos que se debe alcanzar aumentando incrementalmente la carga.

Cuando se utiliza la distribución uniforme, el incremento de carga en cada paso para el piso i está dado por:

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \quad \text{Ec. 2. 16}$$

en donde ΔV_b es el incremento en el cortante en la base de la estructura y N es el número total de pisos del edificio.

En la distribución ELF, el incremento en la fuerza en el piso i es calculado de acuerdo a:

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} \Delta V_b \quad \text{Ec. 2. 17}$$

Como se explicó anteriormente, el exponente k controla la forma de la distribución de la fuerza. El valor recomendado para k puede ser calculado como función del periodo fundamental de la estructura (T)¹:

$k = 1$ para $T \leq 0.5$ segundos

$k = 2$ para $T \geq 2.5$ segundos

$k = 1 + (T - 0.5)/2$ para $0.5 < T < 2.5$

El valor que tome k se utiliza para considerar el efecto de diferentes perfiles de aceleración. Cuando $k = 0$, se produce una variación constante de la aceleración, mientras que $k = 1$ produce una variación lineal (distribución triangular invertida), y $k = 2$ genera una distribución parabólica de las aceleraciones en cada piso²

W_i y h_i son el peso y la altura (medida desde la base) del piso i .

En el caso de la distribución triangular invertida o lineal, el incremento en la carga aplicada en cada paso i se calcula de acuerdo a:

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b \quad \text{Ec. 2. 18}$$

¹ IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings; R.E. Valles, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, C. Li, A. Madan; Technical Report; January 8 , 1996

² IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings; R.E. Valles, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, C. Li, A. Madan; Technical Report; January 8 , 1996

Para cada paso i , se determina el cortante basal y el desplazamiento máximo en el último piso, finalmente, cuando se alcancen las fuerzas presentadas en la figura 2.6 se suspende el incremento en las cargas y se grafica todos los pares de valores de máximo desplazamiento en el último piso y cortante basal obtenidos para cada incremento de carga ΔF_i .

Puede que cuando se alcancen las cargas presentadas en la figura 2.6 la estructura aun no llegue al colapso. Esto no importa siempre y cuando la demanda sísmica sea menor que los valores de cortante y deformación ya calculados, como se verá más adelante.

Nuevamente se utilizó el software IDARC 2D para la construcción de las curvas de capacidad, los resultados son los siguientes:

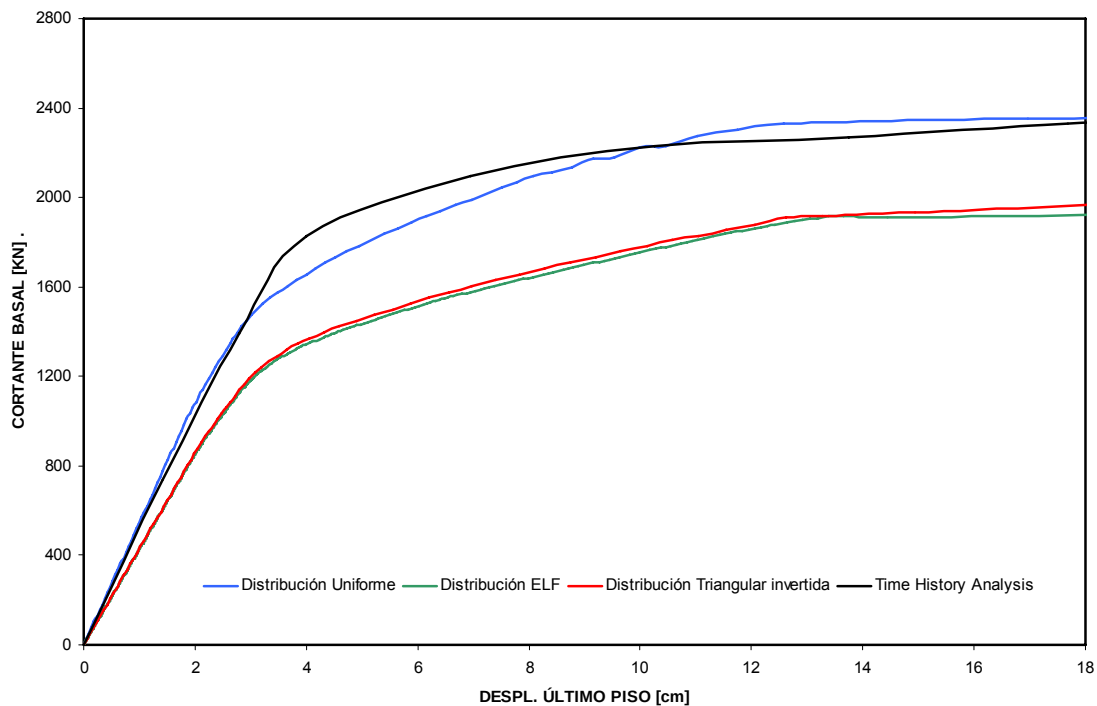


Figura 2. 7. Curvas de capacidad obtenidas utilizando diferentes distribuciones de carga horizontal

Como se puede ver en la figura 2.7, existe una considerable variación que depende de la forma de carga horizontal que se utilice.

Las distribuciones ELF y triangular invertida son muy similares, pero difieren de la distribución uniforme, incluso en la rigidez (pendiente de la curva) antes de que la estructura incurra en la fluencia. En la figura 2.7 también se presenta la curva obtenida en la sección anterior mediante Análisis Dinámico no Lineal o Time History Analysis para el sismo de Colinga, que se supone es más real que las obtenidas mediante la técnica pushover. Es claro que la mejor aproximación, en este caso, está dada por la distribución uniforme, pero no se puede concluir que esto siempre ocurrirá.

De esta manera se evalúa la capacidad de la edificación, el siguiente paso consiste en determinar la demanda sísmica.

El siguiente es el procedimiento para la construcción del espectro de respuesta para sistemas elastoplásticos con diferentes valores de ductilidad¹:

1. Definir numéricamente el movimiento sísmico $\ddot{u}_g(t)$

Se utilizará el sismo de Coalinga, presentado en la sección anterior, escalado uniformemente a 0.5g (figura 2.8).

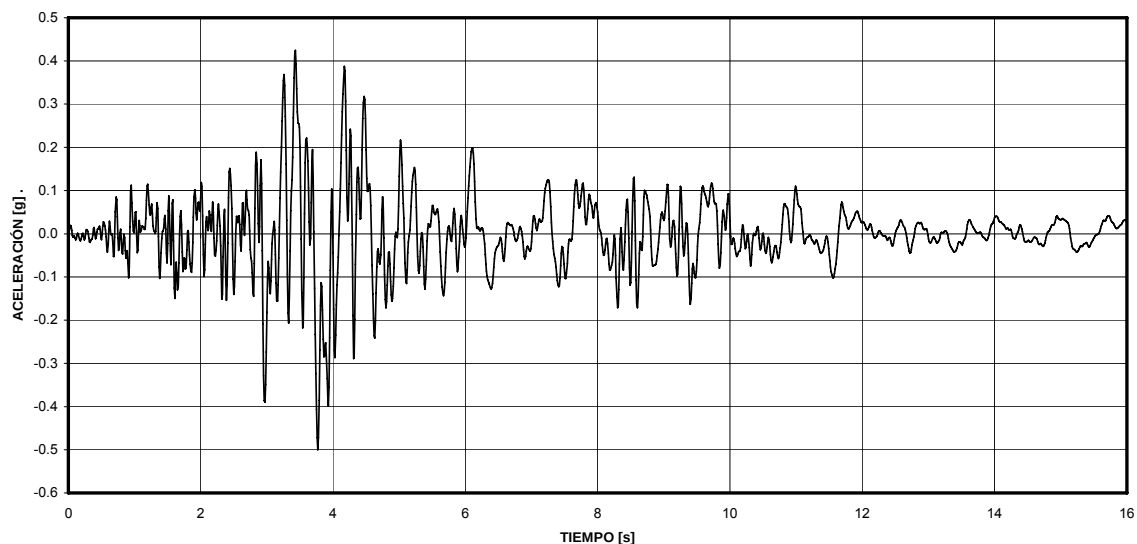


Figura 2. 8. Sismo Coalinga escalado a 0.5g

¹ DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; University of California at Berkeley; pages 275-277

2. Seleccionar un valor de cociente de amortiguamiento ζ , para el que construirá el espectro de respuesta

Debido a que la estructura que se está analizando está construida de concreto reforzado, el valor para ζ seleccionado es 5% del amortiguamiento crítico, como se acostumbra para edificios de concreto reforzado. Posteriormente este valor deberá ser ajustado para tener en cuenta el efecto de la fluencia de la estructura.

3. Seleccionar un valor para el periodo T_n . El primer valor seleccionado es $T_n = 0.695$, correspondiente al periodo fundamental del edificio de siete pisos que se está analizando.
4. Determinar la respuesta $u(t)$ del sistema lineal con T_n y ζ iguales a los valores seleccionados anteriormente. De $u(t)$ determinar la deformación máxima u_o y la fuerza máxima $f_o = ku_o$.

Para determinar la historia de deformaciones del sistema de un grado de libertad, con periodo $T_n = 0.695$ y amortiguamiento $\zeta = 5\%$ del crítico sometido al sismo de Coalinga escalado a 0.5g (figura 2.8) se utilizó el software NONLIN¹. Los resultados se muestran en la figura 2.9:

5. Determinar la respuesta $u(t)$ del sistema elastoplástico con los mismos valores de T_n y ζ y resistencia a la fluencia $f_y = \bar{f}_y f_o$, con valores para $\bar{f}_y < 1$. De $u(t)$ determinar la deformación máxima y el correspondiente valor de ductilidad utilizando la ecuación 2.2. Repetir el mismo análisis hasta tener suficientes valores de $\bar{f}_y$ para desarrollar pares de puntos $(\bar{f}_y, \mu)$ cubriendo el rango de valores de ductilidad de interés. Los resultados se presentan en la figura 2.9 para $\bar{f}_y = 0.5, 0.3$ y 0.2 .

¹ NONLIN; Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems; Finley A. Charney; Federal Emergency Management Agency

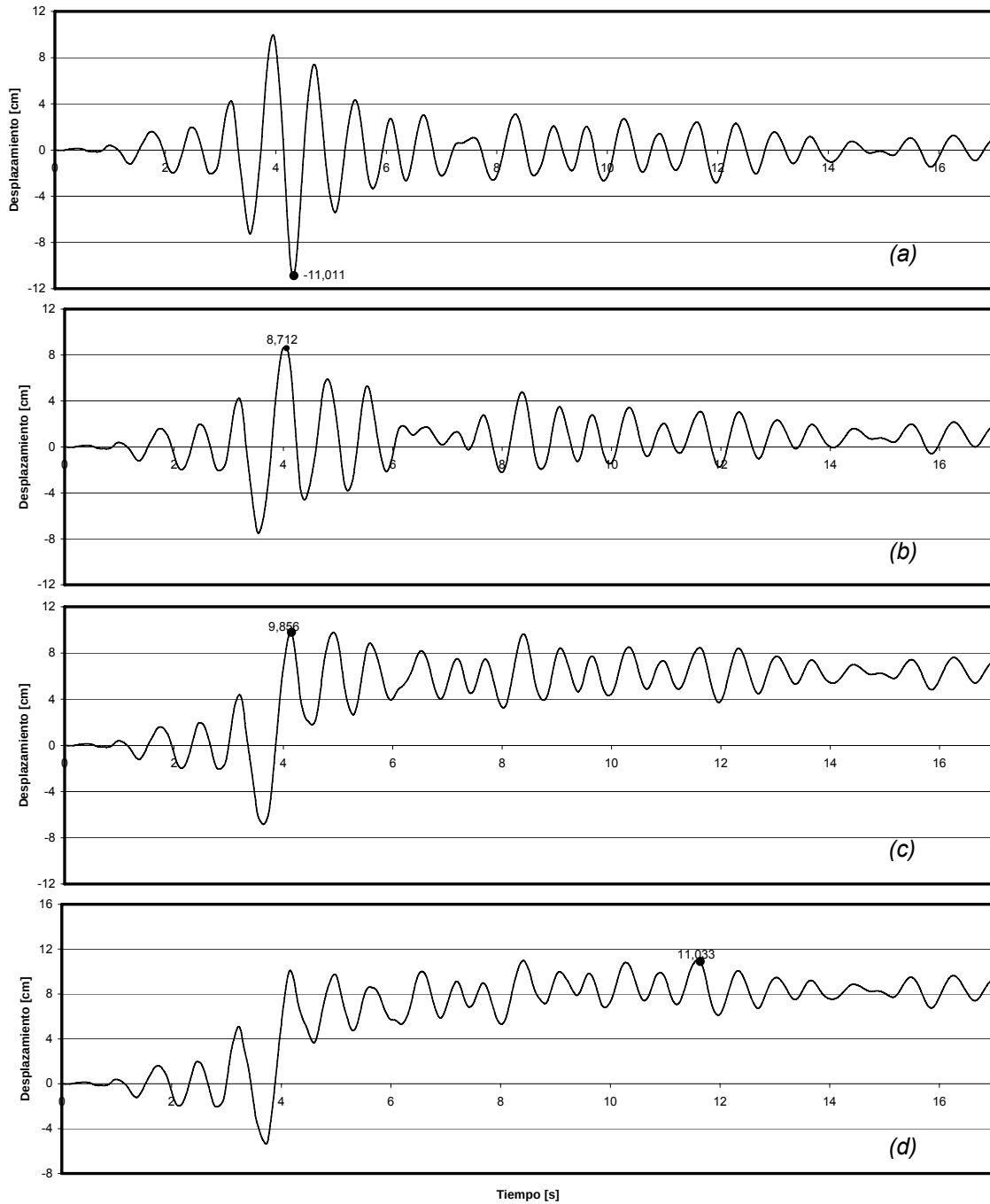


Figura 2. 9. Deformación de cuatro sistemas debida al sismo Coalinga escalado a 0.5g. (a) Sistema lineal; (b) $\overline{f}_y = 0.5$; (c) $\overline{f}_y = 0.3$; (d) $\overline{f}_y = 0.2$; $T_n = 0.695$ seg y $\zeta = 5\%$

En la siguiente tabla se resumen los resultados para diferentes valores de $\bar{f}_y$:

PERIODO (T) = 0,695				
ANÁLISIS LINEAL				
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO [cm]				11,011
RESISTENCIA A LA FLUENCIA [KN]				5942,36
ANÁLISIS NO LINEAL				
RESISTENCIA A LA FLUENCIA NORMALIZADA (fyn)	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)	DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA uy [cm]	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO [cm]	DUCTILIDAD μ
1,000	5942,36	11,01	11,01	1,00
0,900	5348,13	9,91	10,96	1,11
0,800	4753,89	8,81	10,07	1,14
0,700	4159,65	7,71	10,45	1,36
0,600	3565,42	6,61	9,82	1,49
0,500	2971,18	5,51	8,71	1,58
0,400	2376,95	4,40	8,45	1,92
0,300	1782,71	3,30	9,86	2,98
0,200	1188,47	2,20	11,03	5,01
0,100	594,24	1,10	6,54	5,94
0,050	297,12	0,55	6,42	11,66
0,025	148,56	0,28	7,77	28,23

Tabla 2. 1. Ductilidad para diferentes valores de $\bar{f}_y$

- Para un valor de ductilidad μ seleccionado determinar $\bar{f}_y$ de los resultados obtenidos en el paso anterior, si más de un valor corresponde a un valor específico de μ , se selecciona el mayor.

Es conveniente graficar la ductilidad μ , contra la resistencia a la fluencia normalizada $\bar{f}_y$, para un periodo determinado. Este método, en el que se interpola linealmente entre dos valores conocidos puede parecer poco exacto, por eso es importante, seleccionar tantos valores de $\bar{f}_y$ como sea posible para encontrar la ductilidad correspondiente (numeral anterior). La exactitud, entonces, depende del número de puntos que se conozcan de la gráfica.

En figura 2.10 se presenta la gráfica mencionada, para $T_n = 0.695$ seg y $\zeta = 5\%$.

En resumen, este paso se necesita para conocer los valores de $\bar{f}_y$ para ductilidades redondas. Como se puede ver en la tabla 2.1, ninguna de las ductilidades es

realmente útil. Es más conveniente, a la hora de elaborar el espectro de respuesta contar con los valores de $\bar{f}_y$ correspondientes a $\mu = 1.5, 2, 3, 4$, etc.

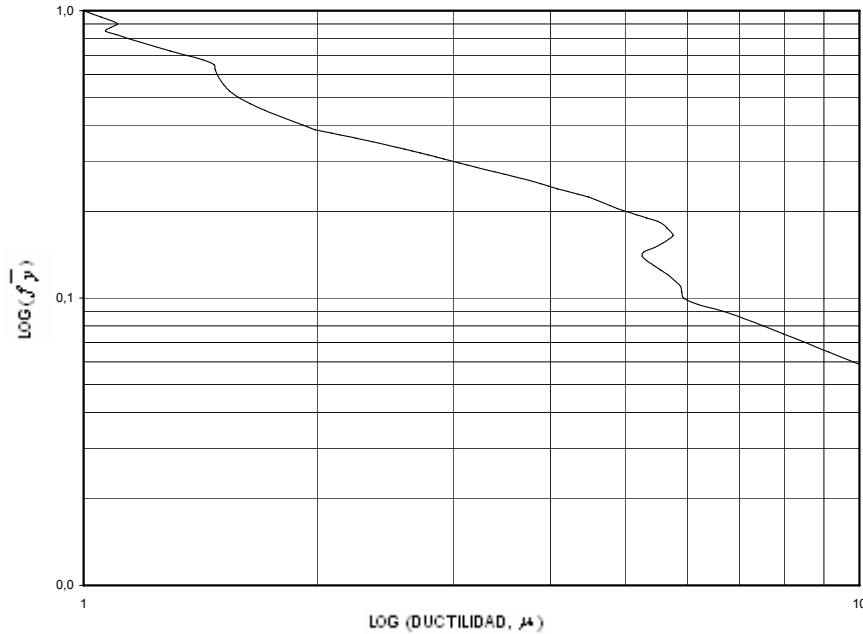


Figura 2. 10. Relación entre la resistencia normalizada y la ductilidad debido al sismo Coalinga escalado a 0.5g. $T_n = 0.695$ seg.

Estos son los resultados para diferentes valores redondos de ductilidad:

DUCTILIDAD μ	$\bar{f}_y$	u_y [cm]	A_y [cm/s ²]	A_y [g]
1	1,00	11,01	899,94	0,92
2	0,38	4,23	345,58	0,35
3	0,30	3,29	269,08	0,27
4	0,24	2,69	219,59	0,22
5	0,20	2,20	179,99	0,18
6	0,10	1,09	89,09	0,09
7	0,09	0,94	76,94	0,08
8	0,08	0,83	67,50	0,07
9	0,07	0,72	58,95	0,06
10	0,06	0,65	53,10	0,05

Tabla 2. 2. Respuesta máxima para diferentes valores de μ

Teniendo en cuenta que $A_y = \omega_n^2 u_y$, en donde A_y es la pseudo aceleración o aceleración espectral, ω_n^2 la frecuencia circular de vibración al cuadrado y u_y , como

se mencionó anteriormente, la deformación de fluencia del sistema de un grado de libertad, debida al sismo que se está analizando.

En la tabla 2.2 se presentan los valores correspondientes a la aceleración espectral para diferentes ductilidades. Estos valores también reciben el nombre de ordenadas espectrales y representan un punto (por cada valor de ductilidad) del espectro de respuesta que se está construyendo.

7. Repetir los pasos 3 a 6 para un rango de valores de T_n y un solo valor de μ .
8. Repetir los pasos 3 a 7 para diferentes valores de μ .

Finalmente, después de realizar el procedimiento anterior para un rango de T_n entre 0.2 y 3 seg, y para μ entre 1 y 10, se obtuvo el siguiente espectro de respuesta de pseudo-aceleración:

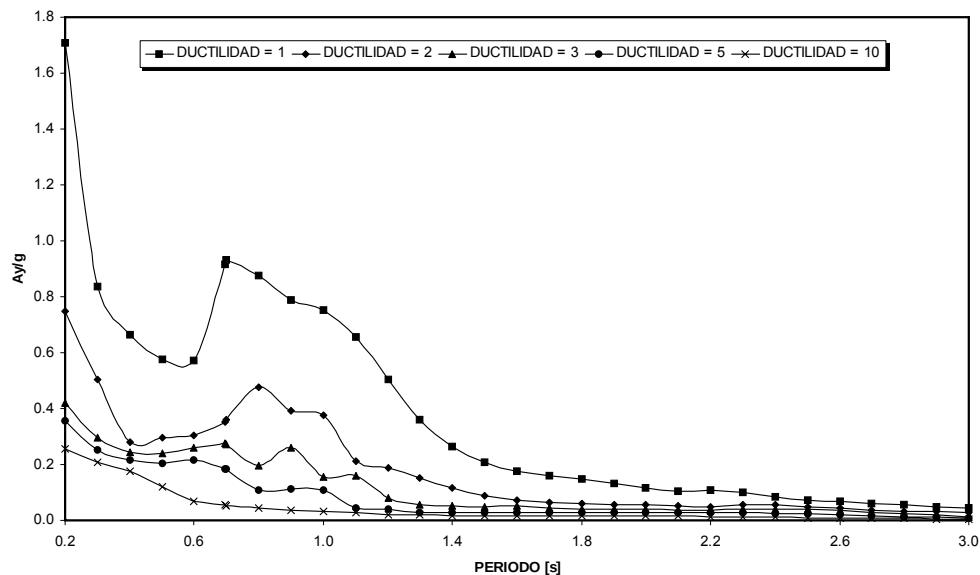


Figura 2. 11. Espectro de respuesta (pseudo-aceleración) para valores constantes de ductilidad debido al sismo de Coalinga escalado a 0.5g. $\mu = 1, 2, 3, 5$ y 10. $\zeta = 5\%$

Es importante señalar que el espectro de respuesta correspondiente a una ductilidad, μ , igual a uno, es el mismo espectro elástico de respuesta, o en otras palabras, es la

respuesta, aceleración en este caso, de un sistema elástico de un grado de libertad (SDF), con $\zeta = 5\%$ debida al sismo de Coalinga escalado a 0.5g.

Para determinar el punto de comportamiento, las dos gráficas (curva pushover y espectro de respuesta) deben llevarse a formato ADRS como se muestra en las figuras 12-14. El amortiguamiento equivalente (β_{eq}) es distinto en los tres casos, y es igual a 28.74, 30.51 y 30.49 para la distribución de carga uniforme, ELF y triangular, respectivamente. El desplazamiento espectral en el punto de comportamiento (d_{pi}) es 6.66 cm para la distribución uniforme, 8.14 cm para la distribución ELF y 8.29 para la triangular.

En los tres casos se utilizó una tolerancia del 2%, lo que significa que la abscisa espectral (S_d) del punto de intercepción de los espectros de capacidad y demanda, no es ni menor que 0.98 por la abscisa del punto hasta donde se construye la representación bilineal, ni mayor que 1.02 esta misma.

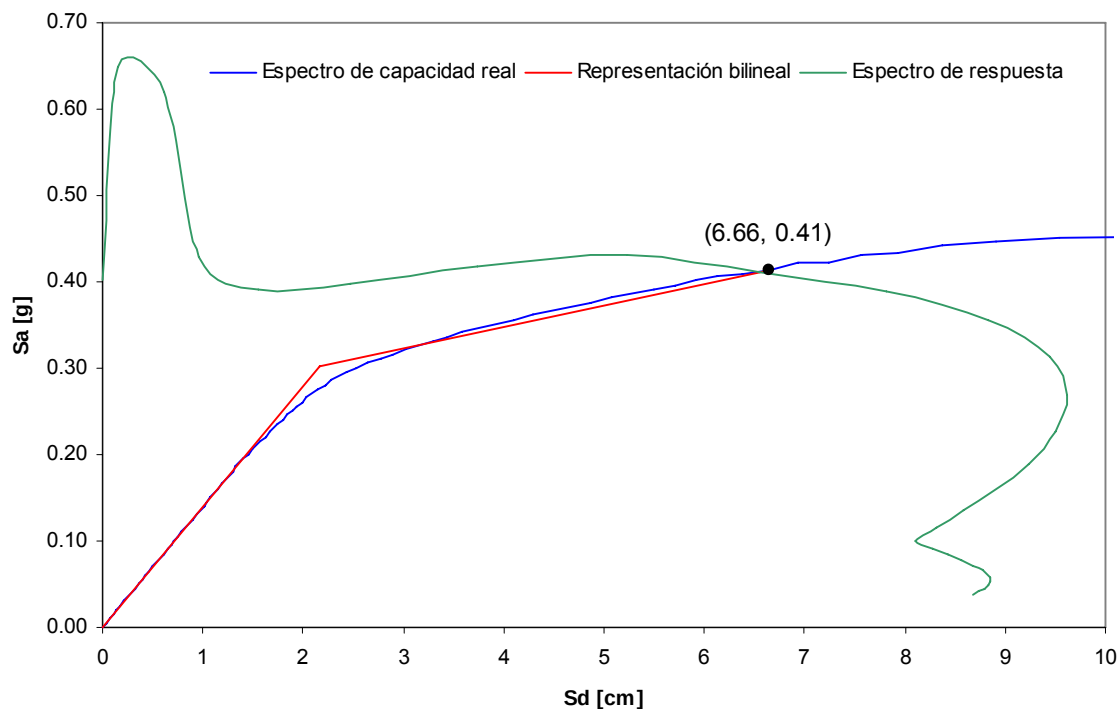


Figura 2. 12. Punto de comportamiento para la distribución uniforme ($\beta_{eq} = 28.74$)

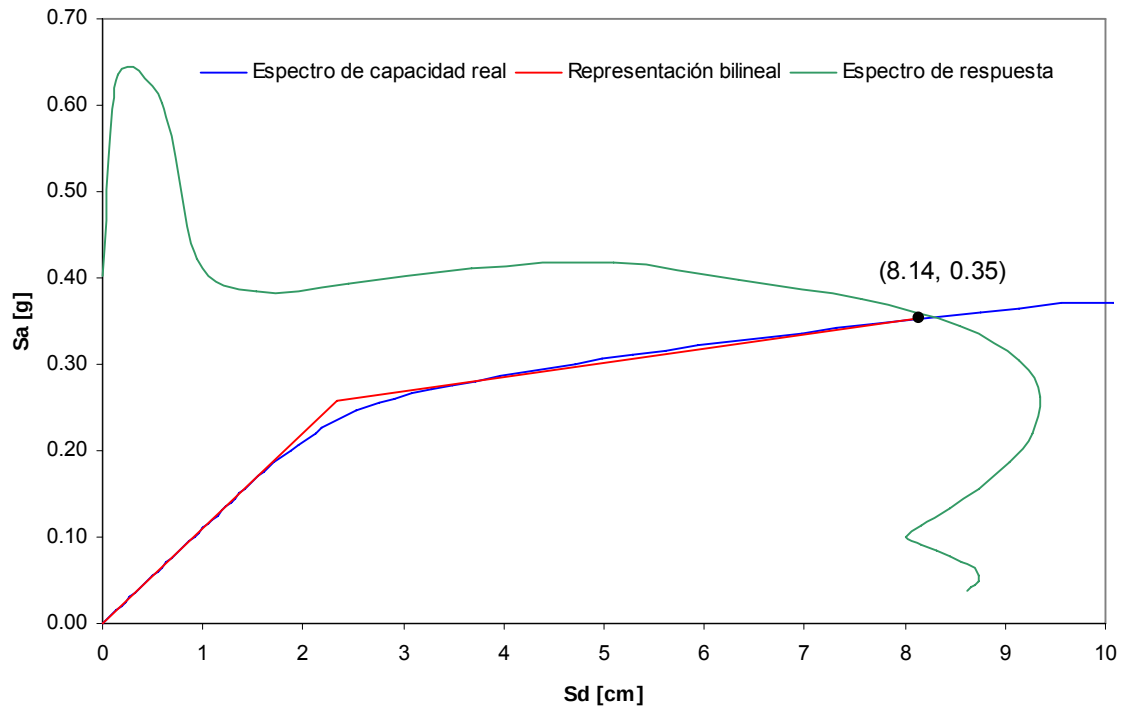


Figura 2. 13. Punto de comportamiento para la distribución ELF ($\beta_{eq} = 30.51$)

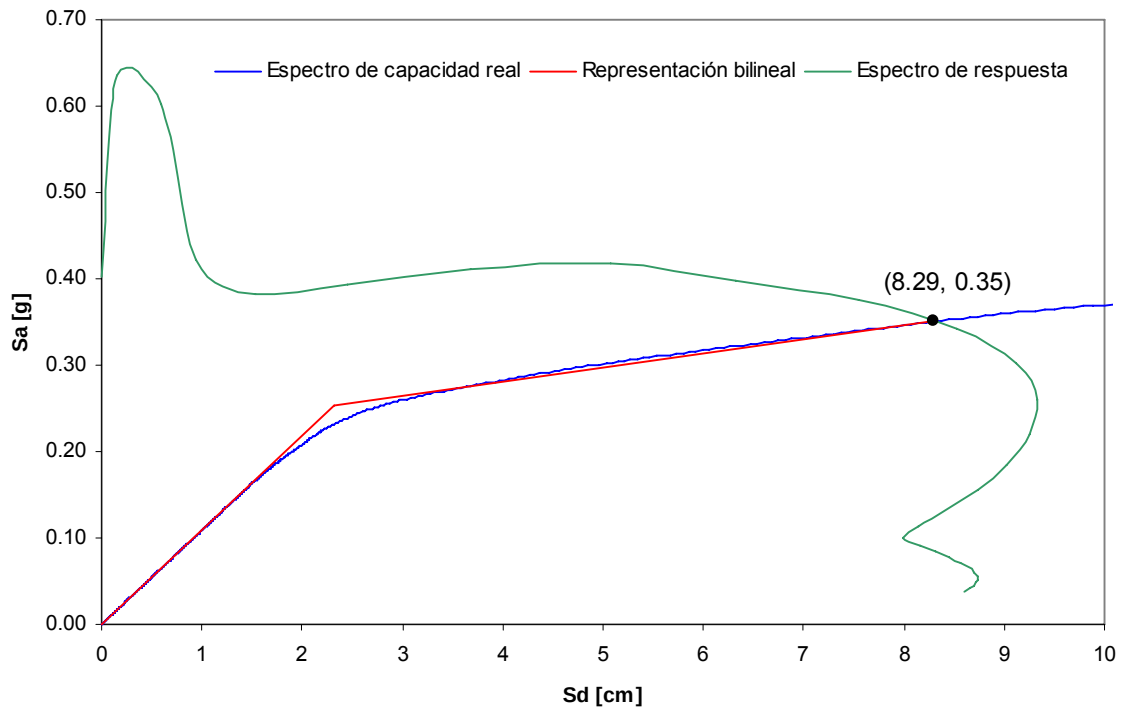


Figura 2. 14. Punto de comportamiento para la distribución triangular invertida ($\beta_{eq} = 30.49$)

Para conocer los desplazamientos y derivas máximas (o cualquier respuesta), es necesario regresar a la curva pushover convirtiendo el desplazamiento espectral del punto de comportamiento (d_{pi}) a desplazamiento en el último piso, utilizando la ecuación 2.6. Los resultados son 8.78 cm, 10.73 cm y 10.93 cm para la distribución uniforme, ELF y triangular, respectivamente. Cuando la edificación alcanza tal desplazamiento, se detiene el análisis y cualquier respuesta puede ser conocida.

En la tablas 2.3, 2.4 y 2.5 se presentan los máximos desplazamientos de piso, como porcentaje de la altura de la edificación, obtenidos utilizando la distribución uniforme, ELF y triangular, respectivamente. Igualmente se muestran los valores máximos obtenidos mediante Análisis Dinámico no Lineal o Análisis de Historia de Respuesta (NLRHA) utilizando el software IDARC 2D. Los porcentajes de error se calculan asumiendo que la respuesta “exacta” es la obtenida por NLRHA.

PISO	DESPLAZAMIENTO DE PISO		Error (%)
	PUSHOVER	NLRHA (IDARC)	
7	0.497	0.593	16.26
6	0.481	0.576	16.41
5	0.451	0.532	15.08
4	0.393	0.446	11.84
3	0.297	0.326	8.84
2	0.176	0.189	6.72
1	0.059	0.062	4.85

Tabla 2. 3. Desplazamientos máximos (como % de la altura del edificio = 17.7 m) utilizando la distribución uniforme

PISO	DESPLAZAMIENTO DE PISO		Error (%)
	PUSHOVER	NLRHA (IDARC)	
7	0.607	0.593	-2.41
6	0.586	0.576	-1.73
5	0.536	0.532	-0.92
4	0.446	0.446	0.05
3	0.318	0.326	2.43
2	0.177	0.189	6.12
1	0.056	0.062	9.78

Tabla 2. 4. Desplazamientos máximos (como % de la altura del edificio = 17.7 m) utilizando la distribución ELF

PISO	DESPLAZAMIENTO DE PISO		Error (%)
	PUSHOVER	NLRHA (IDARC)	
7	0.617	0.593	-4.08
6	0.595	0.576	-3.44
5	0.546	0.532	-2.70
4	0.454	0.446	-1.82
3	0.325	0.326	0.49
2	0.181	0.189	4.14
1	0.057	0.062	7.83

Tabla 2. 5. Desplazamientos máximos (como % de la altura del edificio = 17.7 m) utilizando la distribución triangular

En la figura 2.15 se observa la información de las tablas 2.3, 2.4 y 2.5. En este caso, las distribuciones de carga ELF y triangular invertida son las que mejor representan el comportamiento “real” de la estructura.

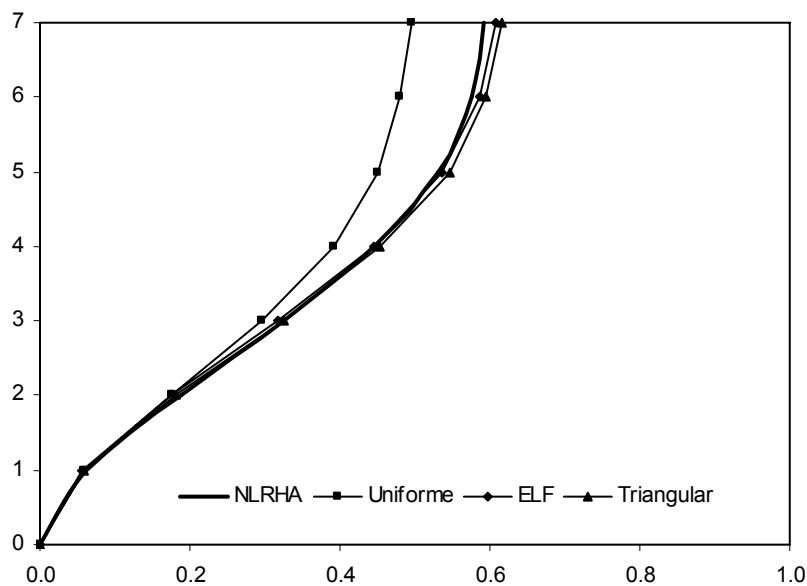


Figura 2. 15. Perfil de desplazamientos de piso máximos

De igual forma, en las tablas 2.6, 2.7 y 2.8 se presentan los valores máximos de derivas de entrepiso, como porcentaje de la altura de cada piso y los porcentajes de error relativos a los máximos obtenidos por NLRHA.

La figura 2.16 permite visualizar la diferencia de resultados entre las diferentes metodologías.

PISO	DERIVA DE ENTREPISO		Error (%)
	PUSHOVER	NLRHA (IDARC)	
7	0.107	0.167	36.06
6	0.207	0.366	43.52
5	0.406	0.645	37.10
4	0.664	0.886	25.07
3	0.843	0.978	13.83
2	0.810	0.880	7.93
1	0.437	0.459	4.85

Tabla 2. 6. Derivas de entrepiso máximas (como % de la altura de piso) utilizando la distribución uniforme

PISO	DERIVA DE ENTREPISO		Error (%)
	PUSHOVER	NLRHA (IDARC)	
7	0.150	0.167	9.95
6	0.341	0.366	6.72
5	0.631	0.645	2.14
4	0.884	0.886	0.28
3	0.980	0.978	-0.21
2	0.839	0.880	4.61
1	0.414	0.459	9.78

Tabla 2. 7. Derivas de entrepiso máximas (como % de la altura de piso) utilizando la distribución ELF

PISO	DERIVA DE ENTREPISO		Error (%)
	PUSHOVER	NLRHA (IDARC)	
7	0.151	0.167	9.85
6	0.344	0.366	5.99
5	0.639	0.645	0.91
4	0.898	0.886	-1.29
3	0.998	0.978	-2.06
2	0.857	0.880	2.63
1	0.423	0.459	7.83

Tabla 2. 8. Derivas de entrepiso máximas (como % de la altura de piso) utilizando la distribución triangular

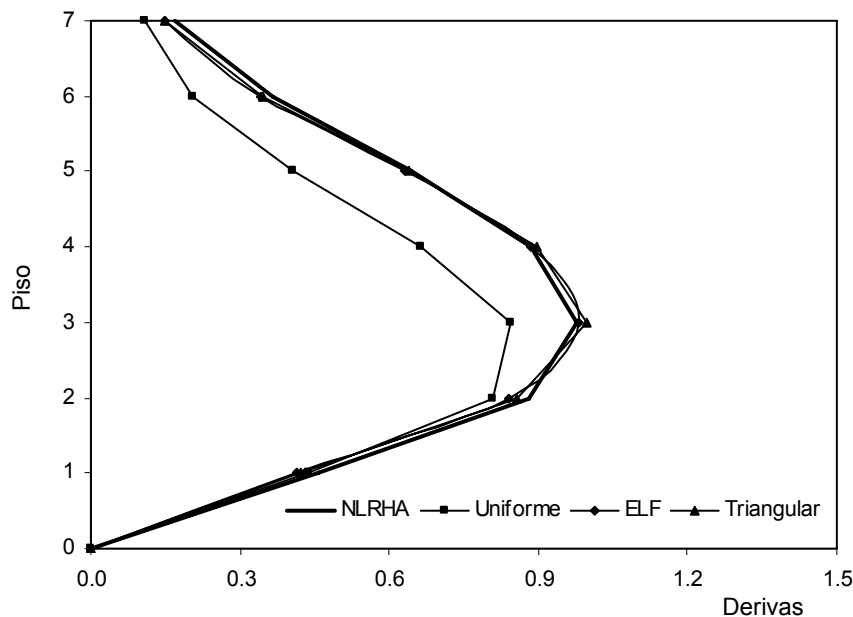


Figura 2. 16. Perfil de derivas de entrepiso máximas

Con el fin de observar la influencia de la intensidad del movimiento de tierra, el sismo Coalinga se escaló para que alcanzara una aceleración pico efectiva igual a 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.6g y 0.7g. Para cada valor se construyó el espectro de respuesta y se aplicó el mismo procedimiento descrito anteriormente.

En la figura 2.17 se presenta un resumen con los porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos, obtenidos para la distribución uniforme, ELF y triangular, respectivamente, y en la figura 2.18 se hace lo mismo para los valores pico de las derivas de entrepiso.

En el caso de los desplazamientos, puede observarse que no siempre la misma distribución horizontal de carga genera los mayores o menores porcentajes de error. Por ejemplo, para 0.5g, los porcentajes de error más grandes se obtienen para la distribución uniforme, pero para 0.3g se obtienen los menores.

Con las derivas pasa lo contrario, los porcentajes de error más grandes, sin importar el factor de escala, se presentan para la distribución uniforme. Las distribuciones ELF y triangular generan errores muy similares, debido a la similitud de la curva pushover obtenida (figura 2.7).

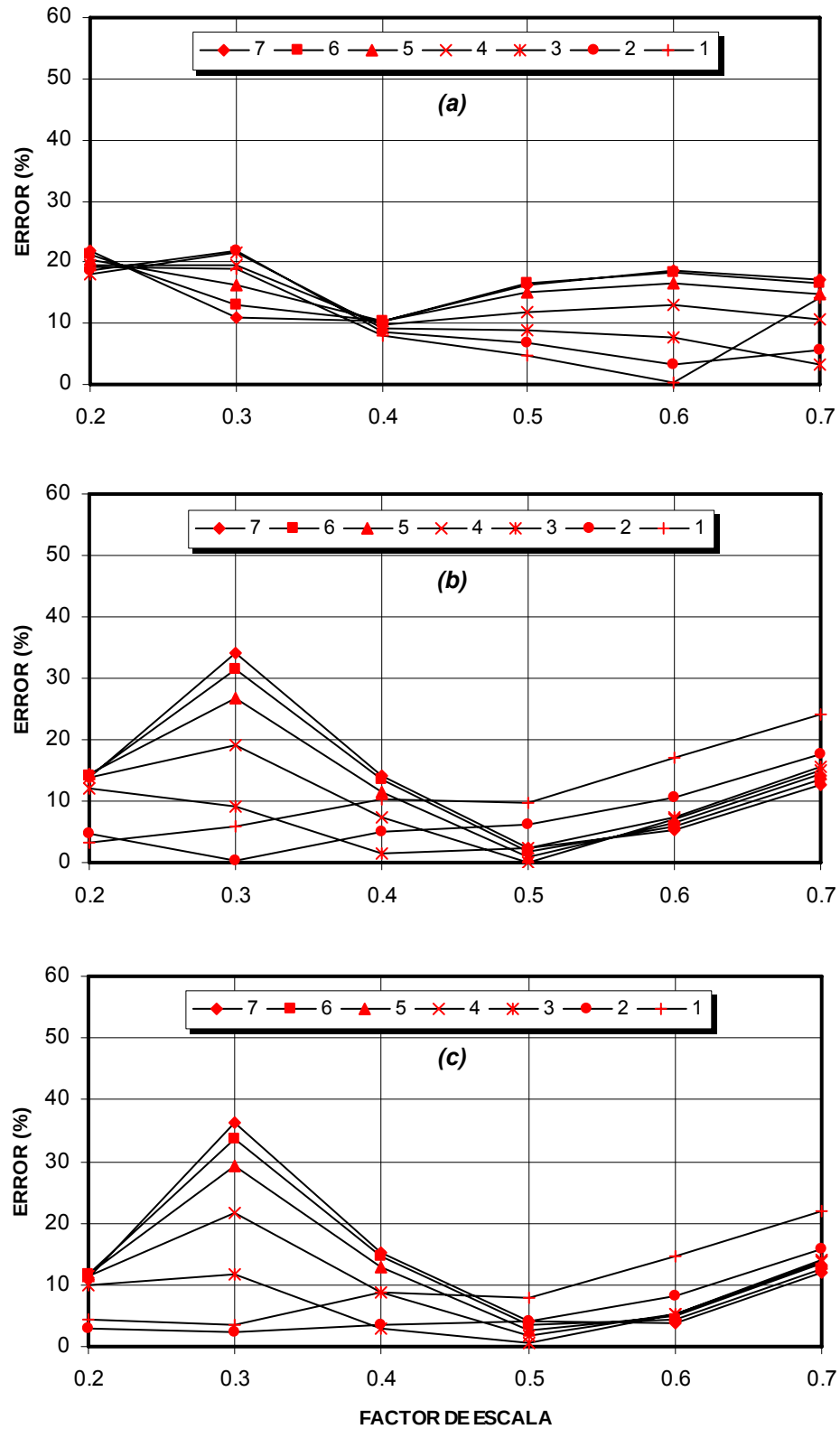


Figura 2. 17. Error en los desplazamientos de piso máximos: (a) Distribución uniforme; (b) Distribución ELF; (c) Distribución triangular

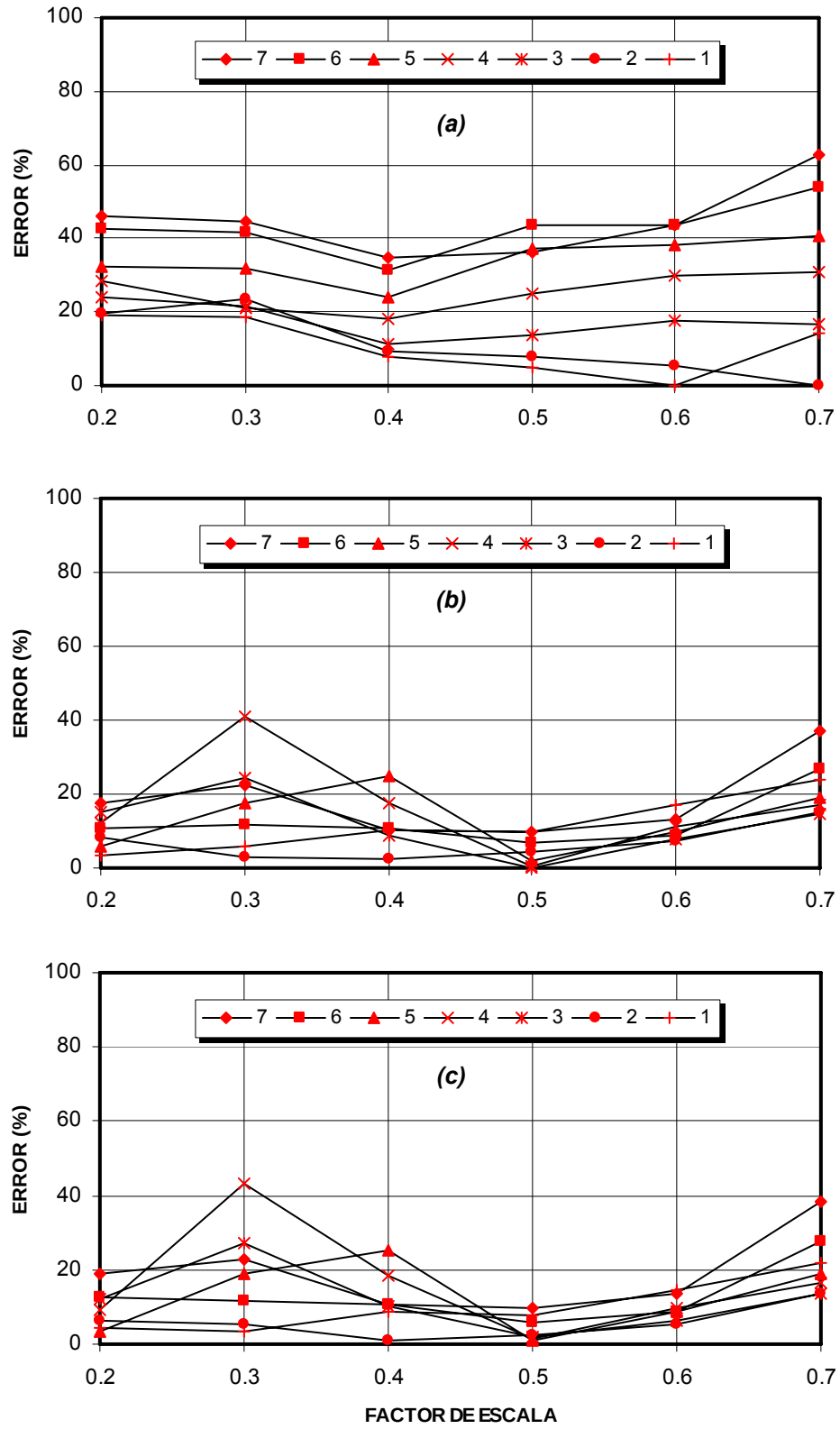


Figura 2. 18. Error en las derivas de entrepiso máximas: (a) Distribución uniforme; (b) Distribución ELF; (c) Distribución triangular

Finalmente, la información de las figuras 2.17 y 2.18 se muestra numéricamente en las tablas 2.9 a 2.14.

Las tablas 2.9 y 2.10 presenta información para desplazamientos y derivas, respectivamente, utilizando la distribución uniforme; las tablas 2.11 y 2.12, hacen lo mismo para la distribución ELF y las tablas 2.13 y 2.14 para la distribución triangular.

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.2	21.87	21.37	20.52	19.58	18.05	18.68	19.09
0.3	10.92	13.01	16.12	19.37	21.65	21.75	18.80
0.4	10.27	10.42	10.33	9.64	9.06	8.70	7.95
0.5	16.26	16.41	15.08	11.84	8.84	6.72	4.85
0.6	18.54	18.22	16.54	12.90	7.68	3.40	0.15
0.7	17.07	16.66	14.85	10.52	3.31	5.65	14.19

Tabla 2. 9. Error en los desplazamientos máximos (Distribución uniforme)

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.2	46.16	42.69	32.39	28.55	23.79	19.54	19.09
0.3	44.85	41.62	31.71	21.18	21.71	23.47	18.80
0.4	34.71	31.32	24.04	18.23	11.44	9.31	7.95
0.5	36.06	43.52	37.10	25.07	13.83	7.93	4.85
0.6	43.49	43.74	38.00	29.85	17.52	5.55	0.15
0.7	62.52	54.11	40.76	31.02	16.42	0.04	14.19

Tabla 2. 10. Error en las derivas de entrepiso máximas (Distribución uniforme)

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.2	13.79	14.11	14.35	13.84	12.11	4.73	3.29
0.3	34.06	31.38	26.68	19.15	9.06	0.19	5.74
0.4	14.03	13.48	11.49	7.41	1.45	4.99	10.27
0.5	2.41	1.73	0.92	0.05	2.43	6.12	9.78
0.6	5.34	5.85	6.54	7.07	7.48	10.52	17.16
0.7	12.76	13.54	14.54	14.99	15.57	17.65	23.97

Tabla 2. 11. Error en los desplazamientos máximos (Distribución ELF)

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.2	17.43	10.53	5.81	12.38	14.98	8.26	3.29
0.3	22.41	11.82	17.64	40.95	24.56	2.69	5.74
0.4	10.19	10.72	24.70	17.49	8.98	2.48	10.27
0.5	9.95	6.72	2.14	0.28	0.21	4.61	9.78
0.6	13.05	8.99	9.61	11.14	8.01	7.35	17.16
0.7	37.02	27.00	18.95	16.94	14.58	15.10	23.97

Tabla 2. 12. Error en las derivas de entrepiso máximas (Distribución ELF)

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.2	11.26	11.56	11.78	11.31	9.83	3.03	4.40
0.3	36.30	33.71	29.14	21.69	11.56	2.23	3.45
0.4	15.18	14.69	12.79	8.83	2.95	3.44	8.73
0.5	4.08	3.44	2.70	1.82	0.49	4.14	7.83
0.6	3.86	4.30	4.84	5.18	5.37	8.25	14.54
0.7	12.04	12.73	13.58	13.81	14.06	15.80	21.82

Tabla 2. 13. Error en los desplazamientos máximos (Distribución triangular)

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.2	19.16	12.43	3.28	9.28	11.94	6.20	4.40
0.3	22.74	11.81	18.71	43.29	27.20	5.18	3.45
0.4	10.66	10.55	25.20	18.54	10.38	0.93	8.73
0.5	9.85	5.99	0.91	1.29	2.06	2.63	7.83
0.6	13.64	8.95	8.93	9.85	6.21	5.26	14.54
0.7	38.28	27.79	19.05	16.54	13.54	13.43	21.82

Tabla 2. 14. Error en las derivas de entrepiso máximas (Distribución triangular)

Las explicaciones a los errores obtenidos, en algunos casos mayores que el 50%, pueden ser las siguientes:

1. Las suposiciones inherentes a la teoría utilizada para obtener la expresión para calcular el amortiguamiento equivalente (β_{eq}).
2. La idealización del espectro de capacidad como una relación bilineal.

3. El espectro de respuesta se obtiene para un sistema de un grado de libertad (SDF), y luego se aplica a un sistema de múltiples grados de libertad (MDF).
4. La suma de errores, primero al igualar las áreas bajo el espectro de capacidad real y la representación bilineal y luego al igualar el punto de comportamiento supuesto con el punto de cruce de los espectros de capacidad (real) y demanda.
5. El procedimiento sólo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración.
6. La distribución de carga horizontal seleccionada.

En el siguiente capítulo se presenta otra metodología de análisis estático, pero a diferencia de la técnica Pushover tradicional descrita en este capítulo, ésta tiene en cuenta el aporte de todos los modos de vibración y establece sólo un tipo de distribución de carga horizontal.

2.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Las siguientes son las ventajas más sobresalientes del Análisis Estático No Lineal:

- Su desarrollo es mucho más sencillo que el análisis dinámico no lineal, lo que lo hace más atractivo para los ingenieros.
- Permite la utilización de espectros de diseño.

Entre las desventajas se encuentran:

- En ocasiones genera grandes e inaceptables porcentajes de error ($> 50\%$), relativos al análisis dinámico no lineal.

- La curva de capacidad de la edificación es muy sensible a la distribución de carga horizontal que se utilice. Lo que en teoría no deberá suceder, porque la capacidad de la edificación es única.
- Sólo permite conocer los valores máximos de algunas respuestas de la edificación, como desplazamientos y derivas de entrepiso, y no su historia en el tiempo.
- Está basada en aproximaciones y suposiciones que la hacen más fácil de utilizar que el análisis dinámico no lineal, pero menos exacta.
- Es necesario idealizar la curva de capacidad del edificio como una relación bilineal, lo que incrementa el porcentaje de error obtenido.

3. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS MODAL PARA ESTIMAR DEMANDAS SÍSMICAS DE EDIFICACIONES

3.1 INTRODUCCIÓN

En el año 2001, Anil K. Chopra¹ y Rakesh K. Goel² publicaron el trabajo titulado Procedimiento de Análisis Pushover Modal para Estimar Demandas Sísmicas de Edificaciones: Teoría y Evaluación Preliminar. Este nuevo procedimiento es una combinación de las metodologías presentadas en los dos capítulos anteriores (Análisis Dinámico y Estático No Lineal); inicialmente se implementa un Análisis Pushover para evaluar la capacidad de cada modo, posteriormente todo el sistema de N grados de libertad (MDF) se reduce a N sistemas de un solo grado de libertad (SDF) que se someten a la acción sísmica para finalmente combinar todos los aportes modales y encontrar una aproximación a la respuesta total.

El procedimiento también se presenta como una solución a las deficiencias encontradas en el Análisis Pushover, ya que tiene en cuenta el aporte de todos los modos de vibración a la respuesta total de la estructura y se define una sola distribución horizontal de carga.

En la primera parte de este Capítulo se presenta una traducción del texto original de Chopra y Goel, para sistemas elásticos e inelásticos, posteriormente se aplica el procedimiento al edificio de siete pisos descrito en el Capítulo 1; los resultados se comparan con aquellos obtenidos mediante Análisis Dinámico y se discuten las posibles fuentes de error. Finalmente se mencionan algunas ventajas y desventajas del procedimiento modal.

¹ University of California, Berkeley

² California Polytechnic State University, San Luis Obispo

3.2 ANÁLISIS ELÁSTICO DE EDIFICACIONES DE MÚLTIPLES PISOS

3.2.1 ANÁLISIS MODAL DE LA HISTORIA DE RESPUESTA RHA (MODAL RESPONSE HISTORY ANALYSIS)

Las ecuaciones diferenciales que definen la respuesta de una edificio de múltiples pisos sujeto a movimientos horizontales del terreno $\ddot{u}_g(t)$ son:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 3.2. 1}$$

Donde u es el vector de los N desplazamientos horizontales relativos al movimiento de tierra, m , c y k son las matrices de masa, amortiguamiento, y rigidez lateral del sistema, respectivamente; cada elemento del vector de influencia ι es igual a uno.

El lado derecho de la ecuación puede ser interpretado como fuerzas de sismo efectivas:

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 3.2. 2}$$

La distribución espacial en altura de esas “fuerzas” está definida por el vector $s = m \iota$ y la variación en el tiempo por $\ddot{u}_g(t)$. Esta distribución de fuerzas puede ser expresada como la sumatoria de la distribución de las fuerzas inerciales modales s_n ¹

$$m\iota = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad \text{Ec. 3.2. 3}$$

Donde ϕ_n es el i -ésimo modo de vibración de la estructura, y Γ_n es el factor de participación modal

¹ Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra, 2001: Section 13.12

$$p_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N p_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad Ec. 3.2. 4$$

Las fuerzas de sismo efectivas pueden ser expresadas como

$$p_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N p_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad Ec. 3.2. 5$$

La contribución del i-ésimo modo a s y $p_{eff}(t)$ es:

$$s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad p_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad Ec. 3.2. 6$$

Respectivamente.

Ahora, se puede anotar que la respuesta del sistema de múltiples grados de libertad a $p_{eff,n}(t)$ está completamente en el i-ésimo modo, sin contribución de los otros modos. Las ecuaciones que representan la respuesta del sistema son

$$m\ddot{u} + cu + ku = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad Ec. 3.2. 7$$

Utilizando las propiedades de ortogonalidad de los modos, se puede demostrar que ninguno de los éstos, excepto el i-ésimo, contribuye a la respuesta. De manera que el desplazamiento de piso es

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad Ec. 3.2. 8$$

Donde la coordenada modal $q_n(t)$ está gobernada por

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad Ec. 3.2. 9$$

En donde ω_n es la frecuencia natural de vibración y ζ_n es el cociente de amortiguamiento para el i -ésimo modo. La solución de $q_n(t)$ puede ser obtenida rápidamente comparando la ecuación 3.2.9 con la ecuación de movimiento para el i -ésimo modo de un sistema elástico de un grado de libertad (SDF), un SDF con propiedades de vibración –frecuencia natural ω_n y cociente de amortiguamiento ζ_n – iguales a las del i -ésimo modo del sistema de múltiples grados de libertad (MDF), sujeto a $\ddot{u}_g(t)$:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 3.2. 10}$$

Comparando las ecuaciones 3.2.9 y 3.2.10 se tiene:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad \text{Ec. 3.2. 11}$$

Y sustituyendo en la ecuación 3.2.8 se tienen los desplazamientos de piso

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad \text{Ec. 3.2. 12}$$

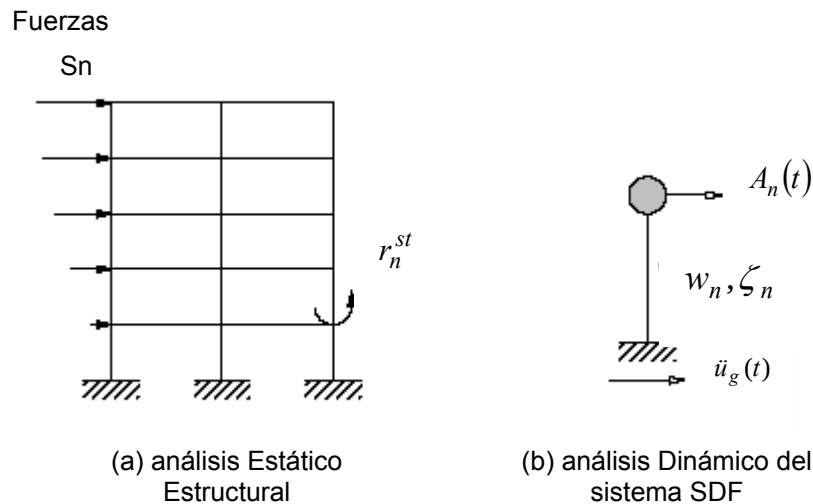


Figura 3.2.1. Explicación conceptual del análisis modal de la historia de respuesta de sistemas elásticos MDF

Cualquier cantidad de respuesta $r(t)$ –derivadas de piso, fuerzas internas de los elementos, etc– se puede obtener de la siguiente manera

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad \text{Ec. 3.2. 13}$$

Donde r_n^{st} corresponde a la respuesta modal estática, es decir, el valor estático de r (respuesta) debido a las fuerzas externas s_n , y

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad \text{Ec. 3.2. 14}$$

Es la pseudo-aceleración de respuesta del i -ésimo modo del sistema SDF¹.

Los dos análisis [para r_n^{st} y $A_n(t)$] se muestran esquemáticamente en la figura 3.2.1.

Las ecuaciones 3.2.12 y 3.2.13 representan la respuesta del sistema MDF a las fuerzas $p_{eff,n}(t)$. Sin embargo, la respuesta total del sistema a la excitación $p_{eff,n}(t)$ es

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad \text{Ec. 3.2. 15}$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad \text{Ec. 3.2. 16}$$

Este es el clásico procedimiento modal de historia de respuesta. Donde la ecuación 3.2.9 es la ecuación estándar modal para $q_n(t)$. Las ecuaciones 3.2.12 y 3.2.13 definen la contribución del i -ésimo modo a la respuesta de la edificación, y las ecuaciones 3.2.15 y 3.2.16 representan la combinación de las contribuciones a la respuesta de todos los modos.

Cabe anotar que este es un procedimiento poco convencional, diferente a como se encuentra en la mayoría de los textos. Básicamente, se utiliza la expansión modal de la distribución espacial de las fuerzas efectivas de sismo. Este concepto provee una base racional para el procedimiento “pushover modal” desarrollado más adelante.

¹Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra, 2001; Section 13.1

3.2.2 ANÁLISIS MODAL A PARTIR DEL ESPECTRO DE RESPUESTA (MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS)

El valor pico o máximo r_o de la respuesta total $r(t)$ puede determinarse directamente del espectro de respuesta del movimiento del suelo sin llevar a cabo el análisis de historia de respuesta (*response history analysis*) explicado anteriormente. En el análisis de respuesta modal, el valor pico r_{no} de la contribución del i -ésimo modo $r_n(t)$ a la respuesta total $r(t)$ se determina por

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad \text{Ec. 3.2. 17}$$

Donde A_n es la ordenada $A(T_n, \zeta_n)$ de la pseudo-aceleración del espectro de respuesta (o diseño) para el i -ésimo modo del sistema SDF, y $T=2\pi/\omega_n$ es el periodo de vibración natural del i -ésimo modo de vibración del sistema MDF.

Las respuestas modales pico, o máximas, son combinadas de acuerdo a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (Square-Root-of-Sum-of-Squares; SRSS) o las reglas completas de combinación cuadrática (Complete Quadratic Combination; CQC). La regla SRSS, que es válida para estructuras con frecuencias naturales bien separadas como edificios de múltiples pisos con simetría en planta, provee un estimativo del valor pico total de respuesta:

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.2. 18}$$

3.2.3 ANÁLISIS PUSHOVER MODAL

Para desarrollar un análisis pushover consistente con el análisis de respuesta espectral (Response Spectrum Analysis; RSA), presentado anteriormente, se parte del hecho de que el análisis estático de la edificación sujeta a las fuerzas laterales

$$f_{no} = \Gamma_n m \phi_n A_n \quad \text{Ec. 3.2. 19}$$

proporcionará los mismos valores de r_{no} , (respuesta pico del i-ésimo modo) obtenidos mediante la ecuación 3.2.17¹. Alternativamente, este valor de respuesta se puede obtener mediante análisis estático de la estructura sujeta a fuerzas laterales distribuidas en altura de la siguiente manera

$$s_n^* = m \phi_n \quad \text{Ec. 3.2. 20}$$

y la estructura es empujada hasta que alcanza el máximo desplazamiento en el último piso en el i-ésimo modo, u_{mo} , que se calcula mediante la ecuación 3.2.12

$$u_{mo} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad \text{Ec. 3.2. 21}$$

Donde $D_n = A_n / \omega_n^2$. Obviamente D_n y A_n se determinan del espectro de respuesta (o diseño).

Los valores pico de respuesta, r_{no} , determinados mediante análisis pushover, se pueden combinar de acuerdo a la ecuación 3.2.18, para obtener una aproximación del valor pico total de respuesta r_o .

Este análisis pushover modal (MPA) para sistemas que permanecen en el rango elástico es equivalente al bien conocido procedimiento RSA: Response Spectrum Analysis (Sección 3.2.2)

¹ Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; Sección 13.8.1

3.2.4 EVALUACIÓN COMPARATIVA ENTRE DIFERENTES PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

3.2.4.1 ANÁLISIS MODAL DE LA HISTORIA DE LA RESPUESTA (MODAL RESPONSE HISTORY ANALYSIS)

Nuevamente se analizará la dirección x de la estructura aporticada de siete pisos que se ha utilizado en la aplicación de las metodologías anteriores (Sección 1.4.2.1).

Para garantizar que la edificación se comporte elásticamente, se utilizará el sismo de Coalinga escalado a 0.1g. En la primera sección de este trabajo (1.4.2.3), correspondiente a análisis dinámico no lineal o time history analysis se demostró que la edificación sometida al sismo Coalinga incursiona en el rango inelástico cuando el acelerograma se escala para que alcance una aceleración pico efectiva mayor que 0.3g, de manera que la respuesta para 0.1g se encuentra muy por debajo del límite de fluencia.

Anteriormente se presentó la historia de desplazamientos del último piso de la edificación (figura 1.16a), obtenida mediante el software IDARC, pero una limitación es que no se conoce el aporte de cada modo de vibración a la respuesta total.

La aplicación de los conceptos presentados anteriormente permite superar esta deficiencia. En la figura 3.2.2 se presenta el aporte de los tres primeros modos de vibración al desplazamiento del último piso y se señalan los valores pico, que son 1.33 cm para el modo 1, 0.133 cm para el modo 2 y 0.017 cm para el tercer modo.

Combinando las historias modales de respuesta de los tres primeros modos se obtiene una buena aproximación a la respuesta total. La comparación gráfica entre la combinación de los tres primeros modos y la respuesta “exacta” calculada anteriormente con el software IDARC teniendo en cuenta todos los modos de vibración también se presenta en la figura 3.2.2.

En la tabla 3.2.1 se muestran los valores máximos de desplazamiento por piso obtenidos utilizando IDARC y la metodología modal normalizados por la altura del

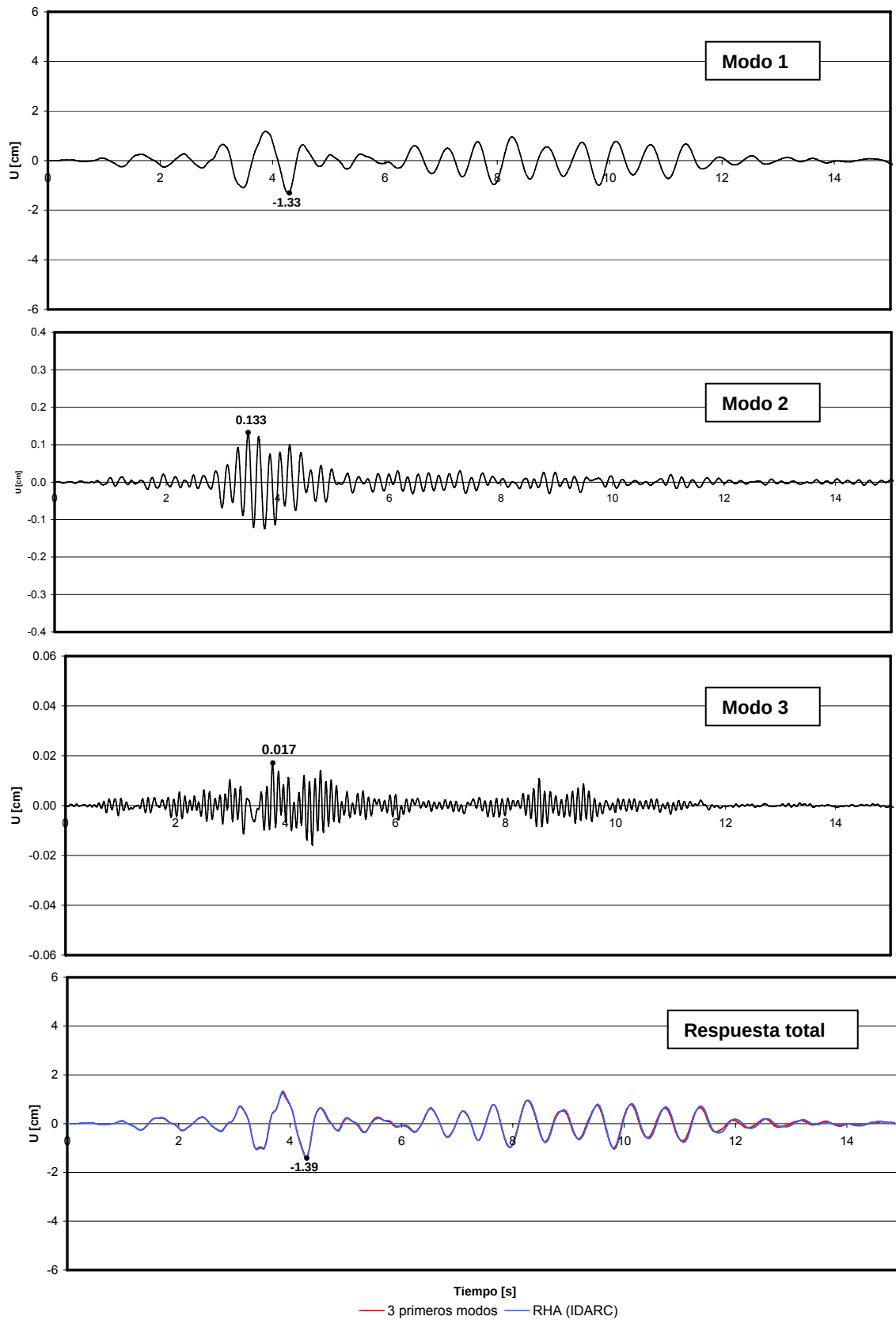


Figura 3.2. 2. Desplazamiento del último piso en los modos uno, dos, tres y respuesta total

edificio y los porcentajes de error tomando como “verdaderos” los resultados de IDARC.

ALTURA (m): 17.7			
PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A. ¹	
7	0.078	0.080	2.36
6	0.071	0.073	3.07
5	0.061	0.064	4.33
4	0.050	0.052	5.21
3	0.037	0.039	5.26
2	0.024	0.025	3.19
1	0.009	0.010	3.66

Tabla 3.2. 1. Desplazamientos de piso máximos y porcentaje de error

El error obtenido se debe a que no se tuvieron en cuenta todos los modos de vibración, sin embargo utilizando los dos o tres primeros modos se obtienen resultados aceptables.

Se puede concluir que el aporte del primer modo de vibración no es suficiente en todos los casos. El concepto de factor de participación modal, Γ , está estrechamente relacionado con el error obtenido y aunque éste (Γ) es mayor para el modo 1, en muchas ocasiones el valor que puede tomar para el modo dos o tres es significativo. Finalmente, en la figura 3.2.3 se presenta el perfil de deformaciones máximas.

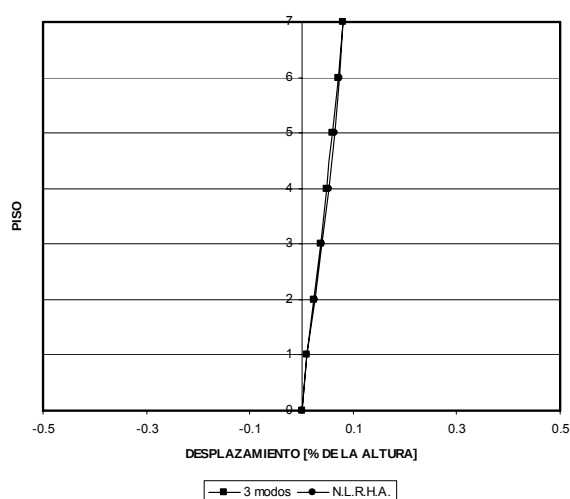


Figura 3.2. 3. Perfil de desplazamientos de piso máximos

¹ UMRHA: Uncoupled Modal Response History Analysis, NLRHA: NonLinear Response History Analysis

3.2.4.2 ANÁLISIS PUSHOVER MODAL

El primer paso para implementar este análisis es obtener la curva pushover para cada modo de vibración.

Anteriormente se vio que uno de los problemas de la técnica pushover tradicional es que la curva de capacidad obtenida depende en gran medida de la forma como se cargue horizontalmente la estructura (Sección 2.5). Con la metodología pushover modal, este problema prácticamente desaparece porque no se obtiene una sola curva para la edificación sino que se construyen tantas curvas de capacidad como modos de vibración se consideren en el análisis.

En todos los análisis que se han hecho hasta ahora se tiene en cuenta dos modos de vibración horizontales por piso, uno en cada dirección, lo que significa un total de 14 modos de vibración.

El procedimiento pushover modal se implementará a continuación solamente para la dirección x , de manera que se tiene 7 modos de vibración, o siete curvas de capacidad; pero solo se tendrán en cuenta los tres primeros modos.

Para construir las curvas de capacidad, la estructura se debe deformar de la misma manera que los modos de vibración, esto implica, por tratarse de análisis elástico, que la edificación debe cargarse horizontalmente con una distribución equivalente a la forma de modos, como se muestra en la figura 3.2.4., la cual se obtiene con la siguiente expresión (Ecuación 3.2.20):

$$s_n^* = m\phi_n$$

En la figura 3.2.4 también se muestran las cargas aplicadas al edificio para cada modo. Éstas se van aumentando incrementalmente hasta que se alcanza la deformación máxima en el último piso, u_{ro} , calculada anteriormente mediante RHA (Análisis de la historia de la respuesta), causada por el sismo Coalinga escalado a 0.1g:

Para el modo 1, $u_{ro1} = 1.33$ cm; para el modo 2, $u_{ro2} = 0.133$ cm y para el modo tres $u_{ro3} = 0.017$ cm.

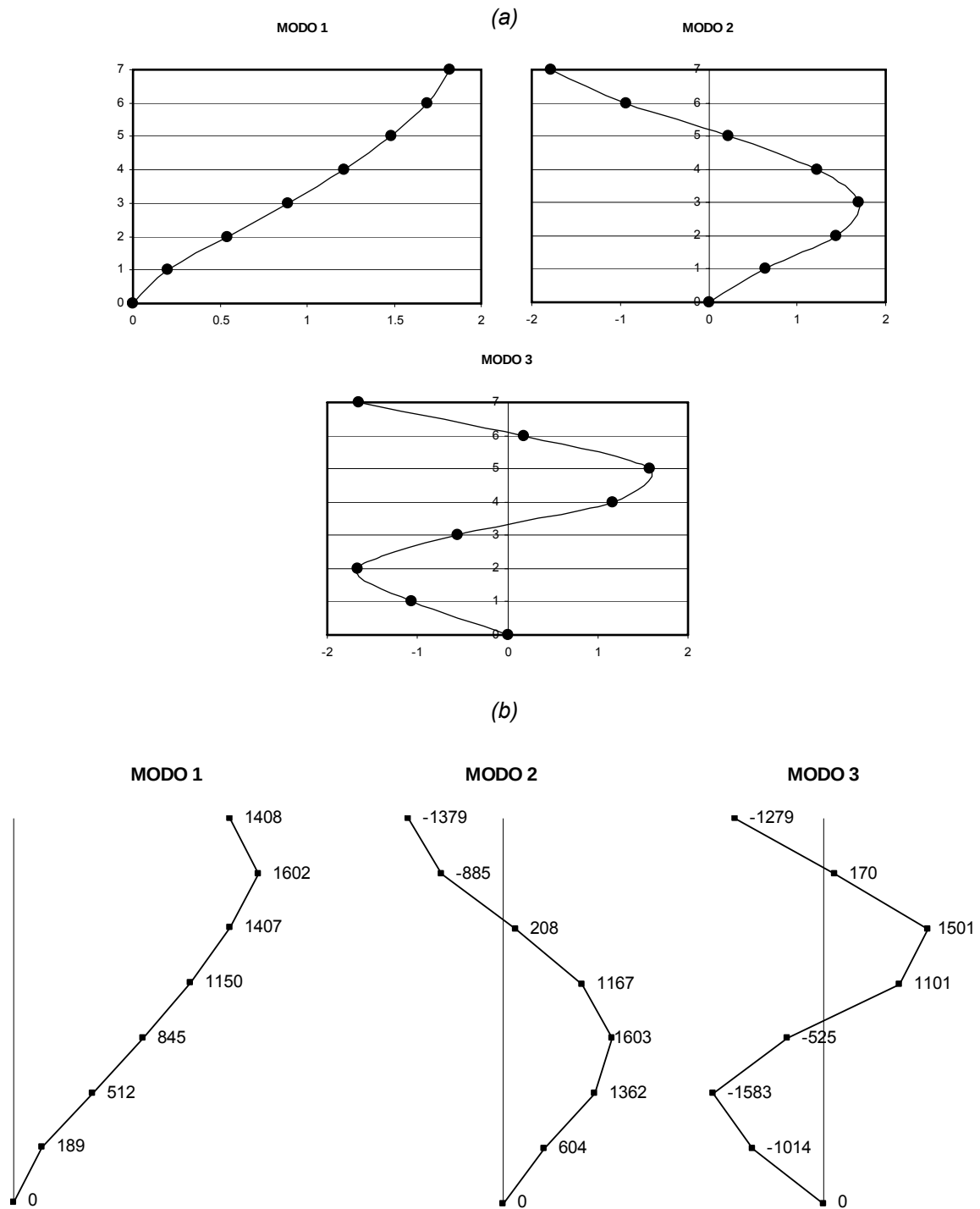


Figura 3.2. 4. (a) Forma de los tres primeros modos de vibración de la estructura y (b) fuerzas horizontales aplicadas (en KN)

La curva de capacidad que se obtuvo para cada modo puede observarse en la figura 3.2.5. En ninguno de los casos la edificación sobrepasó el límite de fluencia. En las tablas 3.2.2 y 3.2.3 se presentan los resultados para los desplazamientos y derivas de piso para cada modo por separado, la combinación de estos resultados y los porcentajes de error con respecto a la respuesta “exacta” obtenida mediante análisis dinámico no lineal utilizando IDARC-2D.

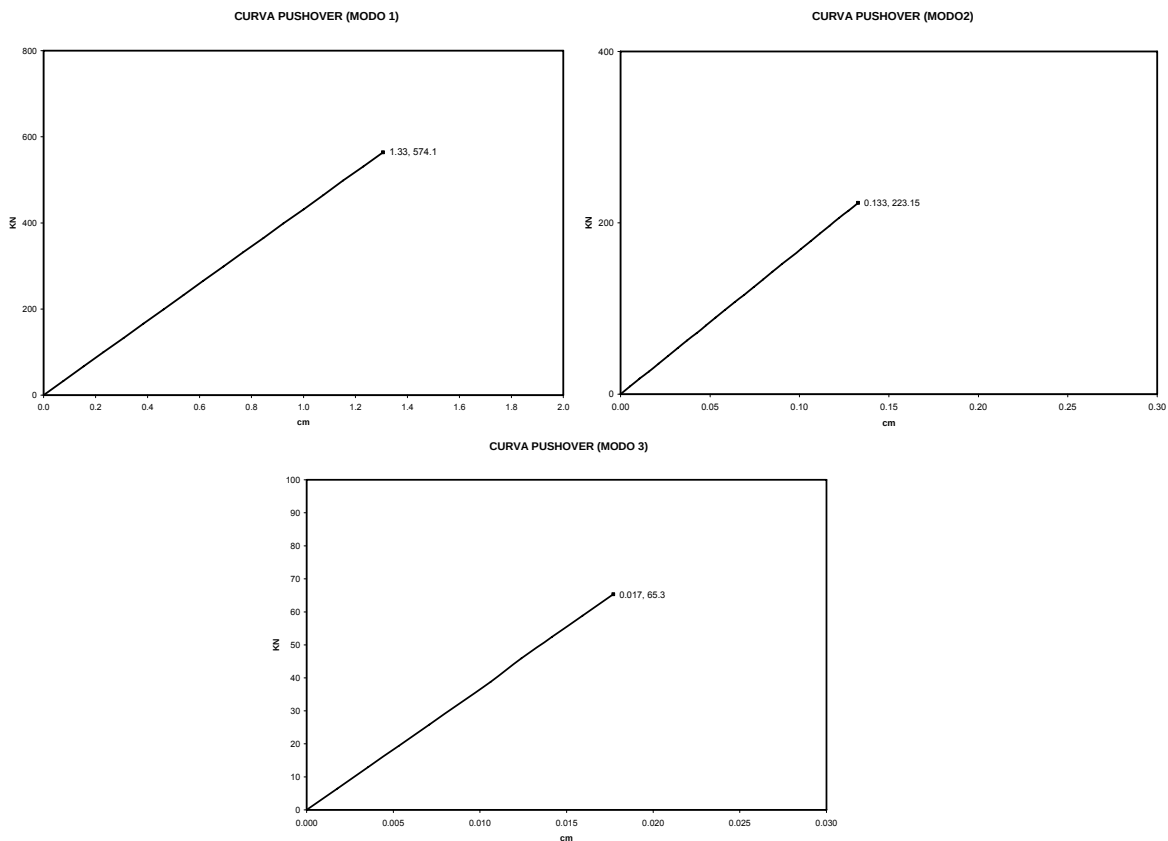


Figura 3.2. 5. Curvas de capacidad para cada modo

Es claro que los resultados del primer modo de vibración no son suficientes y los porcentajes de error se reducen considerablemente cuando se tiene en cuenta el aporte de otros modos, no obstante, el error no es debido únicamente a que se ignoraron los modos de vibración superiores al tercero, otra parte de éste es debido a la aproximación de las reglas de combinación modales, en este caso, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Los resultados individuales de cada modo obtenidos con la metodología pushover modal son los mismos presentados

anteriormente utilizando análisis dinámico no lineal modal, la diferencia está en que anteriormente también se determinó la historia en el tiempo de la respuesta (deformación de cada piso) y los aportes de cada modo se sumaron algebraicamente para el mismo instante de tiempo, aunque los valores máximos, como pudo verse en la figura 3.2.2, no se presentan simultáneamente, sino en un instante de tiempo diferente para cada modo. En el análisis pushover modal, sólo se determinan los valores máximos, por ejemplo, las deformaciones del último piso, para los tres primeros modos de vibración son 1.33 cm, 0.133 cm y 0.017 cm, respectivamente. Para determinar la respuesta total se aplica la regla de combinación modal: cada uno se eleva al cuadrado, se suman y se calcula la raíz cuadrada de dicha suma.

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo	Modo	Modo	1	2	3				
	1	2	3	Modos	Modos	Modos				
7	0.075	0.007	0.001	0.075	0.076	0.076	0.080	6.173	5.712	5.704
6	0.070	0.004	0.000	0.070	0.070	0.070	0.073	4.726	4.576	4.576
5	0.062	0.001	0.001	0.062	0.062	0.062	0.064	3.373	3.362	3.351
4	0.050	0.005	0.001	0.050	0.051	0.051	0.052	4.042	3.535	3.526
3	0.037	0.007	0.000	0.037	0.038	0.038	0.039	6.580	4.862	4.858
2	0.022	0.006	0.001	0.022	0.023	0.023	0.025	11.373	8.200	8.118
1	0.008	0.003	0.001	0.008	0.009	0.009	0.010	16.443	12.158	11.927

Tabla 3.2. 2. Valores pico de desplazamientos de piso (como % de la altura = 17.7 m) calculados mediante MPA

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.038	0.025	0.007	0.038	0.045	0.046	0.055	31.373	17.902	16.782
6	0.059	0.034	0.006	0.059	0.068	0.068	0.079	26.032	14.793	14.488
5	0.078	0.030	0.002	0.078	0.083	0.083	0.091	13.968	8.026	8.006
4	0.093	0.013	0.007	0.093	0.094	0.094	0.099	5.745	4.766	4.502
3	0.101	0.007	0.005	0.101	0.101	0.101	0.103	2.482	2.217	2.118
2	0.098	0.023	0.002	0.098	0.101	0.101	0.107	8.116	5.545	5.517
1	0.061	0.020	0.005	0.061	0.064	0.064	0.073	16.443	12.158	11.927

Tabla 3.2. 3. Valores pico de derivas de piso (como % de la altura de cada piso) calculados mediante MPA

Los resultados de las tablas anteriores pueden visualizarse en las figuras 3.2.6 y 3.2.7. Los errores son mayores en las derivas de piso, igual que la reducción de éstos después de tener en cuenta la contribución de los modos dos y tres.

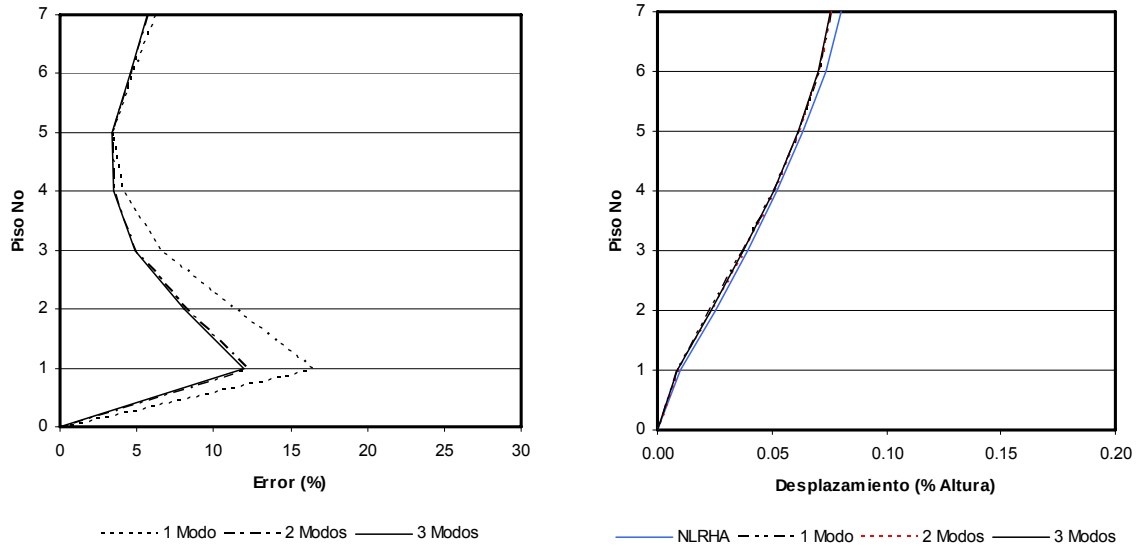


Figura 3.2. 6. Variación del error en los desplazamientos de piso y perfil de desplazamientos pico (MPA)

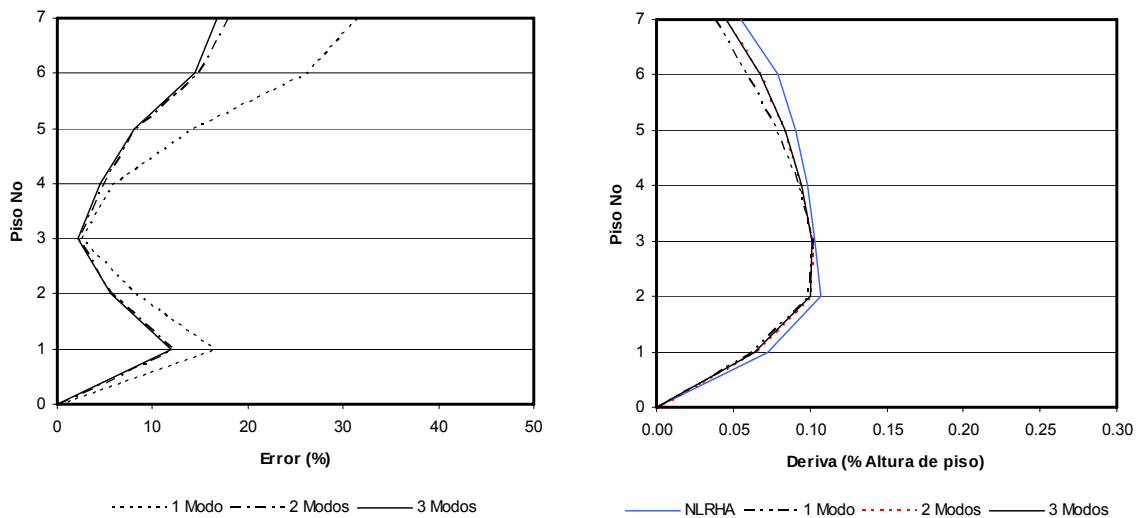


Figura 3.2. 7. Variación del error en las derivas de piso y perfil de derivas máximas (MPA)

3.3 ANÁLISIS INELÁSTICO DE EDIFICACIONES DE MÚLTIPLES PISOS

3.3.1. ANÁLISIS DE HISTORIA DE RESPUESTA

Para cada elemento estructural del edificio, la curva inicial de carga es idealizada como bilineal, y las curvas de descarga y recarga difieren de la inicial. Así, las relaciones entre las fuerzas laterales, f_s , en los N niveles y los desplazamientos laterales u dependen de la historia de desplazamientos (Sección 1.2)

$$f_s = f_s(u, \text{sign} \dot{u}) \quad \text{Ec. 3.3. 1}$$

Con esta generalización para sistemas inelásticos, la ecuación 3.2.1, se puede reescribir como

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign} \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 3.3. 2}$$

Este sistema de ecuaciones acopladas se puede resolver para obtener el análisis de la historia de respuesta no lineal “exacto” (RHA).

Aunque el análisis modal (Sección 3.2) no es válido para sistemas inelásticos, es útil para transformar la ecuación 3.3.2 a las coordenadas modales del correspondiente sistema lineal. Cada elemento estructural de este sistema lineal está definido para tener la misma rigidez que tiene inicialmente un elemento estructural del sistema inelástico. Los dos sistemas tienen la misma masa y amortiguamiento. Además, los periodos de vibración natural y los modos del correspondiente sistema lineal son los mismos que los del sistema no lineal sobrellevando pequeñas oscilaciones (dentro del rango lineal)

Escribiendo los desplazamientos del sistema inelástico en términos de los modos naturales de vibración del sistema lineal correspondiente, se tiene

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad \text{Ec. 3.3. 3}$$

Sustituyendo la ecuación 3.3.3 en la 3.3.2, multiplicando por ϕ_n^T , y utilizando las propiedades de ortogonalidad de la masa y el amortiguamiento de los modos, se tiene

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, \dots, N \quad \text{Ec. 3.3. 4}$$

En donde el único término que difiere de la ecuación 3.2.9 involucra

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(u_n, \text{sign } \dot{u}_n) \quad \text{Ec. 3.3. 5}$$

La fuerza resistente, F_{sn} , depende de todas las coordenadas modales $q_n(t)$, implicando acoplamiento de éstas debido a la fluencia de la estructura.

La ecuación 3.3.4 representa las N ecuaciones en coordenadas modales q_n . Al contrario de la ecuación 3.2.9 para sistemas elásticos, en sistemas inelásticos, estas ecuaciones están acopladas. Resolviendo simultáneamente estas ecuaciones acopladas y utilizando la ecuación 3.3.3, se obtendrá, en principio los mismos resultados para $u(t)$ que se obtienen directamente de la ecuación 3.3.2. No obstante, la ecuación 3.3.4 es rara vez utilizada porque no ofrece ventajas sobre la ecuación 3.3.2.

3.3.2. ANÁLISIS MODAL DESACOPLADO DE LA HISTORIA DE RESPUESTA (UMRHA)

En este procedimiento se ignora el acoplamiento de las N ecuaciones en coordenadas modales (ecuación 3.3.4), aunque es una buena aproximación al análisis inelástico de historia de respuesta (NLRHA) y el paso preliminar para desarrollar un análisis pushover modal para sistemas inelásticos.

La distribución espacial de las fuerzas efectivas de sismo, s , se divide en contribuciones modales s_n de acuerdo a la ecuación 3.2.3, donde ϕ_n es ahora la matriz de los modos del sistema lineal correspondiente. Las ecuaciones que describen la respuesta del sistema inelástico a las fuerzas efectivas por modo $p_{eff,n}(t)$ son

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -s_n\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 3.3. 6}$$

En el caso de sistemas no lineales (en el rango inelástico), $q_i(t)$ generalmente no será cero para otros modos diferentes al i -ésimo modo, indicando que otros modos también contribuyen a la solución. Sin embargo, para sistemas lineales, $q_i(t) = 0$ para todos los otros modos diferentes al i -ésimo. De manera es razonable pensar que el i -ésimo modo debe ser dominante incluso para sistemas inelásticos.

Lo anterior se ilustra en las figuras 3.3.1 y 3.3.2, para un edificio de 9 pisos¹.

La ecuación 3.3.6 se resolvió para RHA no lineal, y la historia del desplazamiento en el último piso se descompuso en sus componentes modales.

La descomposición modal del desplazamiento del último piso para los tres primeros modos debido al sismo El Centro escalado a una aceleración pico de 0.25g, demuestra que la respuesta a las fuerzas de excitación $p_{eff,n}(t)$ está toda en el i -ésimo modo dado que la edificación no fluye durante el movimiento sísmico. La estructura fluye cuando se somete a un sismo más fuerte, en este caso el mismo acelerograma (El Centro) pero ahora escalado a una aceleración pico de 1.5g. Todos los modos

¹ A Modal Pushover Analysis to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation; Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel; January 2001.

diferentes al i -ésimo si contribuyen a la respuesta total. El segundo y tercer modo responden a las fuerzas de excitación $p_{eff,1}(t)$ a partir de los 5.2 segundos aproximadamente, instante en el que la estructura fluye por primera vez. Sin embargo, sus contribuciones al desplazamiento en el último piso total son solo del 7% y 1%, respectivamente, para el primer modo, figura 3.3.2a. Los modos primero y tercero, empiezan a responder a la excitación $p_{eff,2}(t)$, a los 4.2 segundos aproximadamente, instante en el que la estructura fluye por primera vez en el segundo modo de vibración y sus contribuciones a la respuesta total son 12% y 7% respectivamente, figura 3.3.2b.

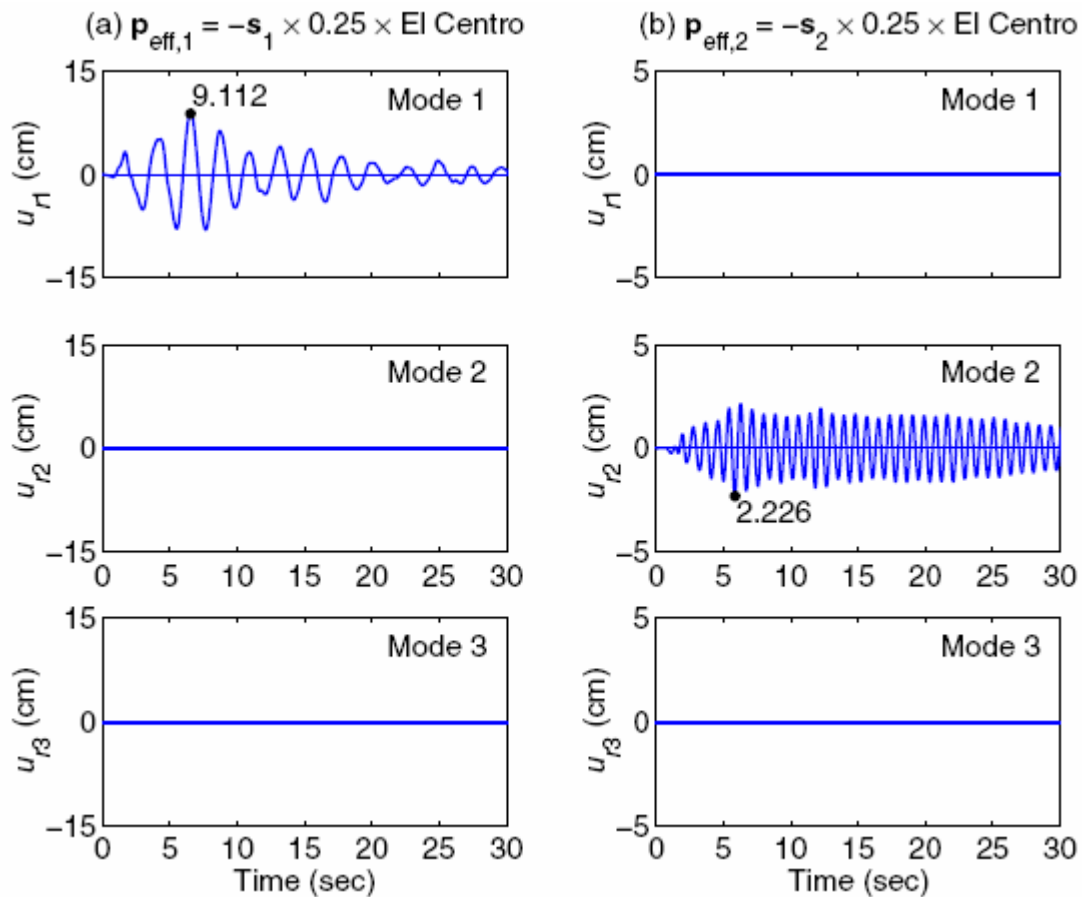


Figura 3.3. 1. Descomposición modal del desplazamiento en el último piso debida a¹:

- a) $p_{eff,1}(t) = -s_1 \times 0.25 \times \text{acelerograma del sismo El Centro}$
 b) $p_{eff,2}(t) = -s_2 \times 0.25 \times \text{acelerograma del sismo El Centro}$

¹ Figura adaptada del texto "A Modal Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation"; Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel; página 29

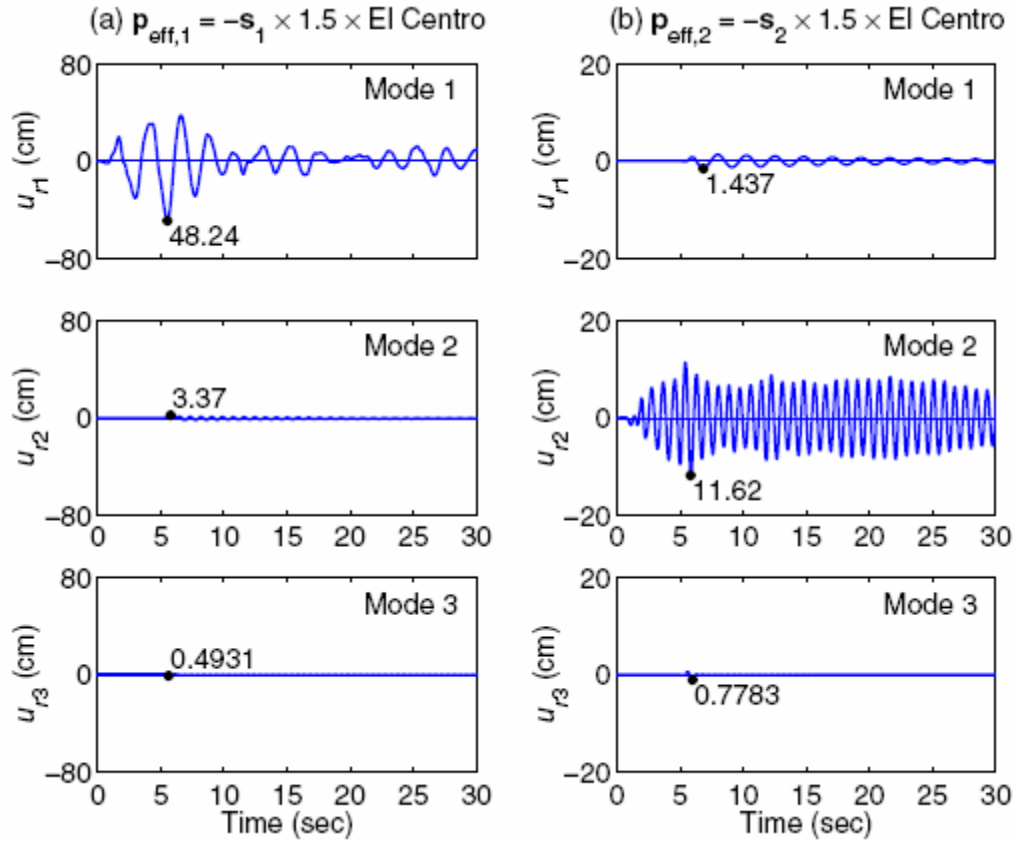


Figura 3.3. 2 Descomposición modal del desplazamiento en el último piso debida a¹:

a) $p_{\text{eff},1}(t) = -s_1 \times 1.5 \times \text{acelerograma del sismo El Centro}$

b) $p_{\text{eff},2}(t) = -s_2 \times 1.5 \times \text{acelerograma del sismo El Centro}$

Aproximando la respuesta de la estructura a la excitación $p_{\text{eff},n}(t)$, mediante la ecuación 3.2.8, sustituyendo la ecuación 3.2.8 en 3.3.6 y multiplicando por ϕ_n^T se obtiene 3.3.4, excepto por la importante aproximación que F_{sn} ahora sólo depende de la coordenada modal, q_n :

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) \quad \text{Ec. 3.3. 7}$$

¹ Figura adaptada del texto “A Modal Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation”; Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel; página 30

Con esta aproximación, la solución de la ecuación 3.3.4 puede ser expresada por la ecuación 3.2.11 donde $D_n(t)$ está gobernada por la siguiente ecuación:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec. 3.3. 8}$$

y

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) = \phi_n^T f_s(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) \quad \text{Ec. 3.3. 9}$$

se relaciona a $F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n)$ debido a la ecuación 3.2.11

La ecuación 3.3.8 puede interpretarse como la ecuación que gobierna el i -ésimo modo de un sistema inelástico de un grado de libertad (SDF) con: (1) propiedades de vibración de amplitud pequeñas (frecuencia natural ω_n y cociente de amortiguamiento ζ_n) para el i -ésimo modo iguales al correspondiente sistema lineal MDF; (2) masa unitaria; y (3) relación $F_{sn}/L_n - D_n$ entre la fuerza resistente F_{sn}/L_n y la coordenada modal D_n definida por la ecuación 3.3.9.

Aunque la ecuación 3.3.4 se puede resolver en su forma original, la ecuación 3.3.8 puede ser resuelta convenientemente por algún software porque tiene la misma forma que la ecuación 1.1 (Capítulo 1) para un sistema de un grado de libertad (SDF), y el valor pico de $D_n(t)$ puede ser determinado del espectro de respuesta o diseño¹,

La utilización del i -ésimo modo de un sistema inelástico SDF es una extensión válida de los bien establecidos conceptos para sistemas elásticos a sistemas inelásticos.

La solución de la ecuación no lineal 3.3.8 formulada de esta forma, proporciona $D_n(t)$, que al ser sustituida en la ecuación 3.2.12 proporciona los desplazamientos del último piso de la estructura asociados al i -ésimo modo de vibración, partiendo de un sistema inelástico de un grado de libertad (SDF). Cualquier otro desplazamiento,

¹Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Anil K. Chopra; Secciones 7.6 y 7.12.1

deriva de piso, o cualquier otra cantidad de respuesta relacionada con deformaciones, $r(t)$, se determina con las ecuaciones 3.2.13 y 3.2.14, donde $A_n(t)$ es ahora la pseudo-aceleración de respuesta del i -ésimo modo para un sistema inelástico de un grado de libertad (SDF).

Los dos análisis para determinar r_n^{st} y $A_n(t)$ se presentan esquemáticamente en la figura 3.3.3. Las ecuaciones 3.2.13 y 3.2.14 representan la respuesta del sistema inelástico de múltiples grados de libertad (MDF) a las fuerzas $p_{eff,n}(t)$.

Además, la respuesta del sistema a la excitación total $p_{eff}(t)$ (sumando las contribuciones de todos los modos) se determina mediante las ecuaciones 3.2.15 y 3.2.16.

Este es el procedimiento de análisis modal desacoplado de la historia de respuesta (UMRHA).

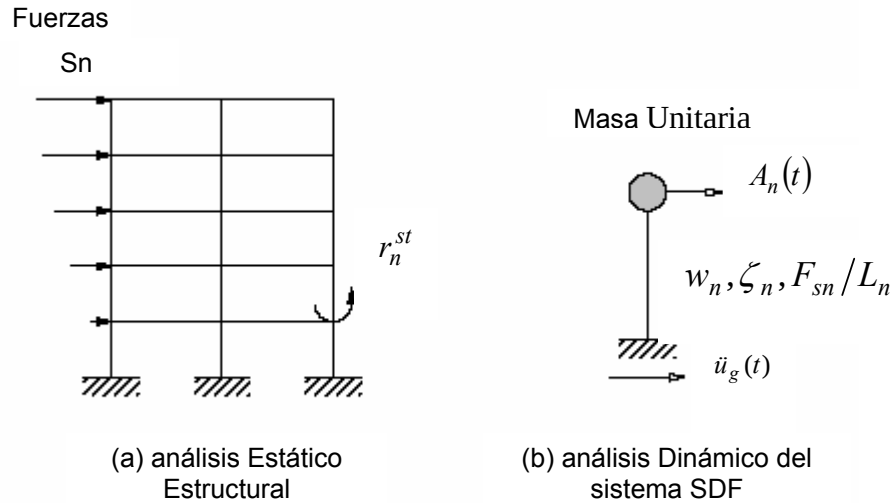


Figura 3.3. 3. Explicación conceptual del análisis modal desacoplado de la historia de respuesta para sistemas inelásticos MDF

3.3.2.1. PROPIEDADES DEL SISTEMA INELÁSTICO DE UN GRADO DE LIBERTAD ASOCIADO AL I-ÉSIMO MODO

- ¿Cómo se puede calcular la relación $F_{sn}/L_n - D_n$ en la ecuación 3.3.8 antes de ser resuelta?

Porque la ecuación 3.3.8, en donde la variable es $D_n(t)$ está basada en la ecuación 3.2.12 para desplazamientos en el último piso, la relación entre las fuerzas laterales f_s y D_n en la ecuación 3.3.9 debe ser determinada por un análisis estático no lineal de la estructura cuando ésta sobrelleva desplazamientos $u = D_n\phi_n$ incrementando D_n . Aunque la mayoría de los software disponibles no pueden implementar tal análisis de control de desplazamientos, si pueden hacer un análisis estático no lineal con control de fuerza con una distribución de fuerzas laterales invariante.

- ¿Qué es una distribución apropiada e invariante de fuerzas laterales para determinar F_{sn} ?

Para un sistema inelástico ninguna distribución de fuerzas laterales puede producir desplazamientos proporcionales a ϕ_n , sin embargo, dentro del rango elástico, la única distribución de fuerzas que produce desplazamientos proporcionales a ϕ_n está dada por la ecuación 3.2.20; de manera que esta distribución es una elección racional (incluso para sistemas inelásticos) para determinar F_s en la ecuación 3.3.9.

Cuando se utiliza un software de análisis no lineal –IDARC, DRAIN, incluso SAP2000– para análisis estático inelástico, el resultado es la conocida curva de capacidad de la estructura o curva pushover, en donde se relacionan la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el último nivel, pero ésta es diferente de la curva $F_{sn}/L_n - D_n$. La estructura es empujada utilizando la distribución de fuerzas dada por la ecuación 3.2.20 hasta alcanzar un valor máximo predeterminado de desplazamiento en el último nivel, y la fuerza cortante en la base V_{bn} , se grafica contra desplazamiento en el último nivel u_m . En la figura 3.3.4.a se muestra la idealización bilineal de la curva pushover para el i-ésimo modo de vibración. En el punto de fluencia, el cortante es V_{bny} y el desplazamiento en el último piso es u_{mny} .

Para convertir la relación $V_{bn} - u_{rn}$ (curva pushover) a la relación $F_{sn}/L_n - D_n$, se debe tener en cuenta las siguientes conversiones de fuerzas y desplazamientos:

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad \text{Ec. 3.3. 10}$$

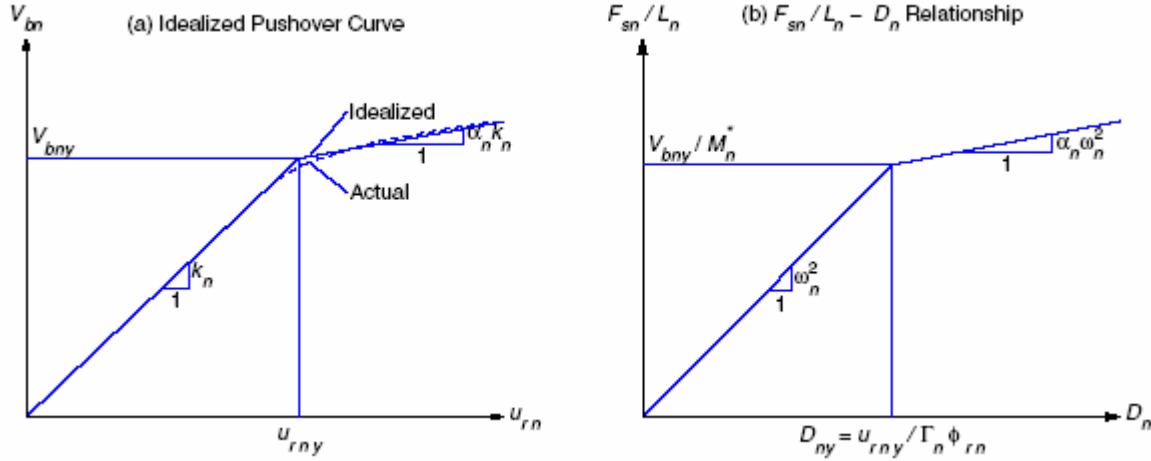


Figura 3.3. 4. Propiedades del i -ésimo modo de un sistema inelástico SDF a partir de la curva pushover¹

La ecuación 3.3.10 habilita la conversión de la curva pushover a la relación $F_{sn}/L_n - D_n$, mostrada en la figura 3.3.4b, en donde los valores de fluencia de F_{sn}/L_n y D_n son:

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad \text{Ec. 3.3. 11}$$

$M_n^* = L_n \Gamma_n$ es la masa modal efectiva². La pendiente inicial de la recta es ω_n^2 , de manera que:

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad \text{Ec. 3.3. 12}$$

¹ Figura adaptada del texto "A Modal Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation"; Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel; página 35

² Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; Sección 13.2.5

Conociendo F_{sny}/L_n y D_{ny} de la ecuación 3.3.11, el periodo elástico de vibración T_n , del i -ésimo modo de un sistema de un grado de libertad (SDF) se calcula por medio de:

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.3. 13}$$

Este valor de T_n , que puede ser diferente del periodo del sistema lineal correspondiente, debe ser utilizado en la ecuación 3.3.8. En contraste, la pendiente inicial de la curva pushover (figura 3.3.4a) es $k_n = \omega_n^2 L_n$, que no es un valor muy significativo.

3.3.2.2. RESUMEN

La respuesta inelástica de un edificio de N -pisos con simetría en planta en los dos ejes ortogonales x y y a un movimiento sísmico en la dirección de uno de sus ejes de simetría (x o y) se puede determinar como función del tiempo mediante el procedimiento de análisis UMRHA (análisis modal desacoplado de la historia de respuesta). El procedimiento a seguir se resume en la siguiente secuencia de pasos:

1. Determinar la frecuencia natural ω_n , los modos de vibración ϕ_n , para vibración linealmente elástica.
2. Para el i -ésimo modo, elaborar la gráfica de cortante en la base contra desplazamiento en el último piso, también conocida como curva de capacidad o pushover, para la distribución de fuerzas s_n^* (ecuación 3.2.20)
3. Idealizar la curva pushover como una curva bilineal (figura 3.3.4a)
4. Convertir la curva pushover bilineal en la relación $F_{sn}/L_n - D_n$ (figura 3.3.4b) utilizando la ecuación 3.3.11.

5. Calcular la historia de deformación, $D_n(t)$, y la pseudo-aceleración, $A_n(t)$, para el i -ésimo modo de vibración del sistema inelástico SDF (figura 3.3.3b) con la relación fuerza-deformación de la figura 3.3.4b.
6. Calcular la historia de varios tipos de respuesta (derivadas de piso, fuerza cortante en la base, etcétera) utilizando las ecuaciones 3.2.12 y 3.2.13.
7. Repetir los pasos 2 a 6 para cuantos modos sean necesarios para suficiente exactitud. Por lo general los primeros dos o tres modos son suficientes.
8. Combinar las respuestas modales utilizando las ecuaciones 3.2.15 y 3.2.16 para determinar la respuesta total.
9. Determinar el valor pico, r_o , de la respuesta total obtenida en el paso 8.

3.3.3. ANÁLISIS PUSHOVER MODAL

El análisis pushover es presentado después de determinar las respuestas pico r_{no} de sistemas inelásticos de múltiples grados de libertad (MDF) debido a las fuerzas de sismo, $p_{eff,n}(t)$. Se considera un análisis estático no lineal de la estructura sujeta a la distribución en altura de fuerzas laterales de acuerdo a s_n^* (ecuación 3.2.20). La estructura es empujada hasta alcanzar el desplazamiento máximo en el último piso u_{rno} . Este valor de desplazamiento en el último piso está dado por la ecuación 3.2.21 en donde D_n , el valor pico de $D_n(t)$, es ahora determinado resolviendo la ecuación 3.3.8. Alternativamente éste puede ser determinado del espectro inelástico de respuesta (o diseño)¹. Una vez alcanzado este desplazamiento en el último piso, el análisis pushover provee un estimativo del valor pico r_{no} de cualquier respuesta $r_n(t)$: desplazamientos en el último piso, derivas de entrepiso, rotación de los nodos, rotación de rótulas plásticas, etcétera.

Este análisis pushover, aunque un poco intuitivo para edificios inelásticos, parece razonable. Éste proporciona resultados para edificios elásticos idénticos a los proporcionados por el procedimiento MPA (análisis pushover modal) presentado en la Sección 3.2, porque como se mencionó anteriormente, la distribución de fuerzas laterales utilizada posee dos propiedades: (1) parece ser la elección más racional entre todas las distribuciones posibles (2) proporciona la respuesta modal exacta para sistemas elásticos.

El valor de respuesta r_{no} es un estimativo del valor pico de la respuesta de sistemas inelásticos a las fuerzas efectivas de sismo $p_{eff,n}(t)$ de acuerdo a la ecuación 3.3.6. Como se mencionó anteriormente para sistemas elásticos, r_{no} representa el valor pico exacto de la contribución del i -ésimo modo $r_n(t)$ a la respuesta total $r(t)$. Así, que al referirse a r_{no} se estará hablando de la respuesta pico “modal” incluso en el rango inelástico.

Las respuestas pico “modales” determinadas mediante el análisis pushover, se combinan mediante una regla de combinación apropiada para determinar un

¹ Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; Anil K. Chopra; Secciones 7.6 y 7.12

estimativo del valor pico de la respuesta total, r_o . La aplicación de reglas de combinación modal a sistemas inelásticos carece, obviamente de base teórica, sin embargo, parece razonable porque proporciona resultados para edificios en el rango elástico idénticos a los obtenidos mediante el procedimiento RSA (análisis de respuesta espectral) presentado en la anterior sección (3.2.2).

3.3.3.1. RESUMEN

El análisis inelástico MPA (análisis pushover modal) se utiliza para determinar la respuesta inelástica pico de un edificio sometido a un sismo. La secuencia de pasos se resume de la siguiente manera:

Los pasos 1 – 4 son los mismos que para el procedimiento UMRHA, presentado anteriormente (Sección 3.3.2).

5. Determinar la deformación pico, D_n , del i -ésimo modo de vibración del sistema inelástico de un grado de libertad (SDF) con la relación fuerza deformación de la figura 3.3.4.b resolviendo la ecuación 3.3.8, o del espectro inelástico de respuesta (o diseño)
6. Calcular el desplazamiento máximo en el último piso u_{mo} asociado al i -ésimo modo de vibración del sistema inelástico SDF utilizando la ecuación 3.2.21.
7. Cuando se alcance la deformación u_{mo} , extraer de la base de datos pushover los valores de otras respuestas, r_{no} .
8. Repetir los pasos 3 a 8 para tantos modos como sean necesarios para obtener suficiente exactitud. Por lo general, los dos o tres primeros modos son suficientes.
9. Determinar la respuesta total combinando las respuestas pico modales utilizando la regla de combinación SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) (ecuación 3.2.18)

3.3.4. EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LOS PROCEDIMIENTOS MODALES INELÁSTICOS

La respuesta del edificio de siete pisos presentado anteriormente es determinada por medio de los dos métodos modales inelásticos aproximados: UMRHA y MPA, y se compara con los resultados del riguroso procedimiento RHA utilizando el software IDARC-2D. Para garantizar que la edificación responde dentro del rango inelástico, inicialmente se utiliza el acelerograma del sismo Coalinga escalado a 0.6g.

3.3.4.1. ANÁLISIS MODAL DESACOPLO DE LA HISTORIA DE RESPUESTA (UMRHA).

En este análisis sólo se tuvo en cuenta el desplazamiento de piso como respuesta estructural. El sistema de siete grados de libertad se redujo a tres sistemas de un grado de libertad (SDF), correspondientes a los tres primeros modos de vibración.

El aporte de cada modo al desplazamiento del último piso se presenta en la figura 3.3.5, igualmente se muestra la respuesta total, combinando los tres primeros modos y la respuesta “exacta” obtenida mediante análisis de historia de la respuesta RHA con el software IDARC. Los valores pico, u_{mo} , se resaltan, y son $u_{r1o} = 13.167$ cm para el primer modo, $u_{r2o} = 0.796$ cm para el segundo, $u_{r3o} = 0.104$ para el tercero. La respuesta pico del desplazamiento en el último piso, u_{ro} , utilizando UMRHA, se obtuvo sumando los aportes de cada modo en el mismo instante de tiempo y es $u_{ro} = 12.974$ cm; $u_{ro} = 14.263$, es el valor “exacto” obtenido mediante el riguroso análisis de historia de la respuesta (RHA) utilizando IDARC. El porcentaje de error es del 9.04 %.

Los valores pico de los desplazamientos en todos los pisos de la estructura, son presentados en la tabla 3.3.1. Los resultados incluyen las respuestas combinadas debidas a los modos uno, dos y tres y los resultados “exactos”, normalizados por la altura del edificio. De igual manera se presentan los porcentajes de error.

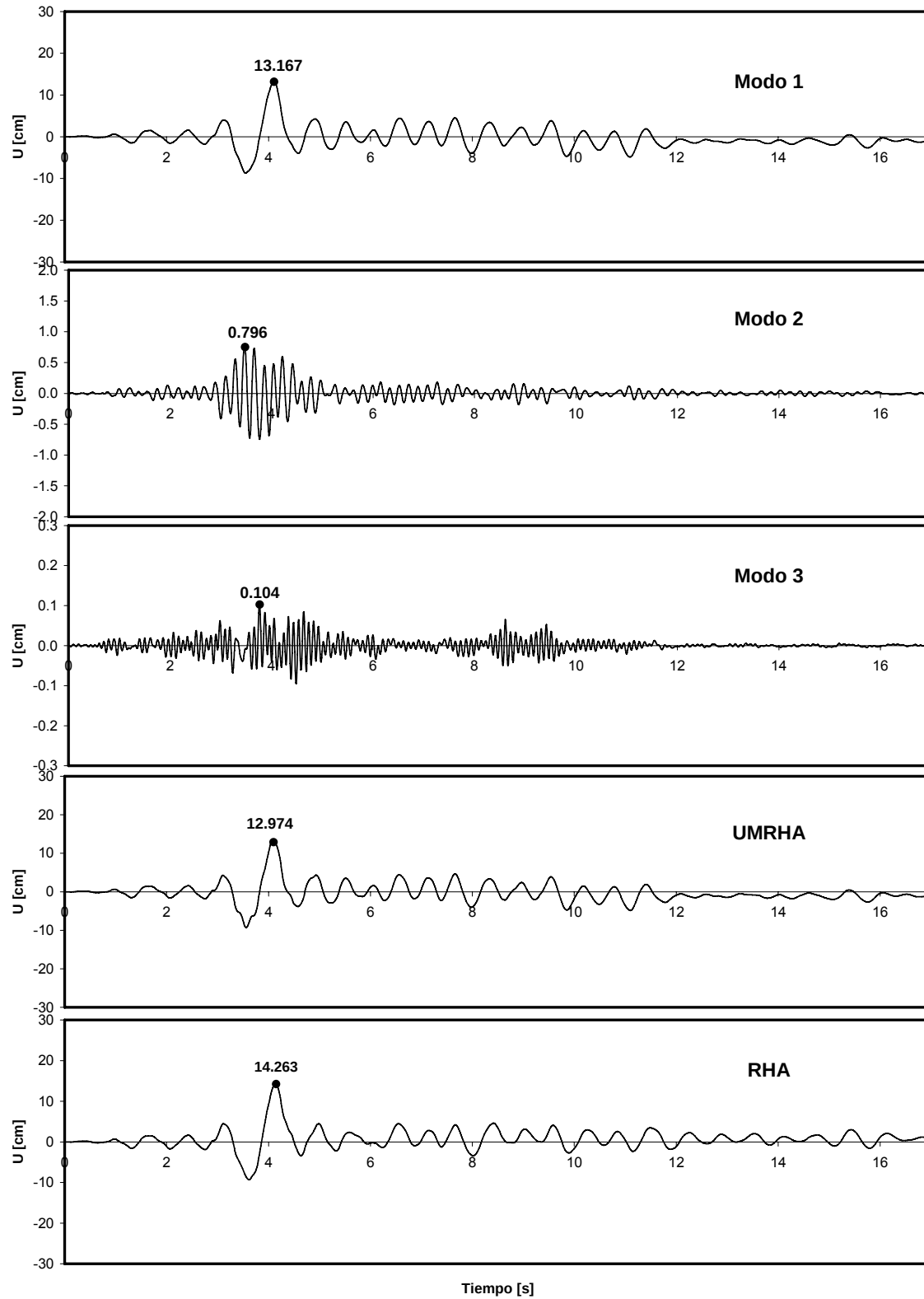


Figura 3.3. 5. Historia del desplazamiento en el último piso debida al sismo Coalinga escalado a 0.6g: respuestas modales individuales y respuesta combinada (UMRHA), y respuesta total (RHA)

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.733	0.806	9.04
6	0.683	0.781	12.51
5	0.612	0.716	14.57
4	0.511	0.594	14.03
3	0.382	0.423	9.71
2	0.234	0.242	3.27
1	0.087	0.083	-4.85
0	0.000	0.000	0.00

Tabla 3.3. 1. Desplazamientos de piso máximos (como % de la altura = 17.7 m) y porcentajes de error

Nuevamente, el error disminuye al tener en cuenta más modos de vibración. De todas formas, así se tuviera en cuenta los siete modos, seguirá presentándose error, debido a las aproximaciones y suposiciones que se hacen cuando el edificio responde dentro del rango inelástico. Esto puede observarse en el hecho de que los porcentajes de error, teniendo en cuenta el mismo número de modos, en este caso los tres primeros, son menores cuando la estructura aun no alcanza la fluencia, como se demostró anteriormente sometiendo el mismo edificio al sismo Coalinga escalado a 0.1g (Sección 3.2.4.1)

En la figura 3.3.6 se presentan gráficamente los resultados de la tabla 3.3.1. Puede observarse que en los desplazamientos de los pisos 4 y 5 se presentan los errores más grandes: 14.03% y 14.57%, respectivamente. Adicionalmente, el único desplazamiento obtenido mediante UMRHA mayor que el valor “exacto” obtenido con IDARC es el del primer piso.

El procedimiento completo desarrollado para obtener los desplazamientos de piso, empezando desde las curvas de capacidad para cada modo y la gráfica $F_{sn}/L_n - D_n$ correspondiente, la historia de desplazamientos del sistema de un grado de libertad (SDF), $D_n(t)$, asociado a cada modo y las características dinámicas de la edificación se presentan en el Anexo A.

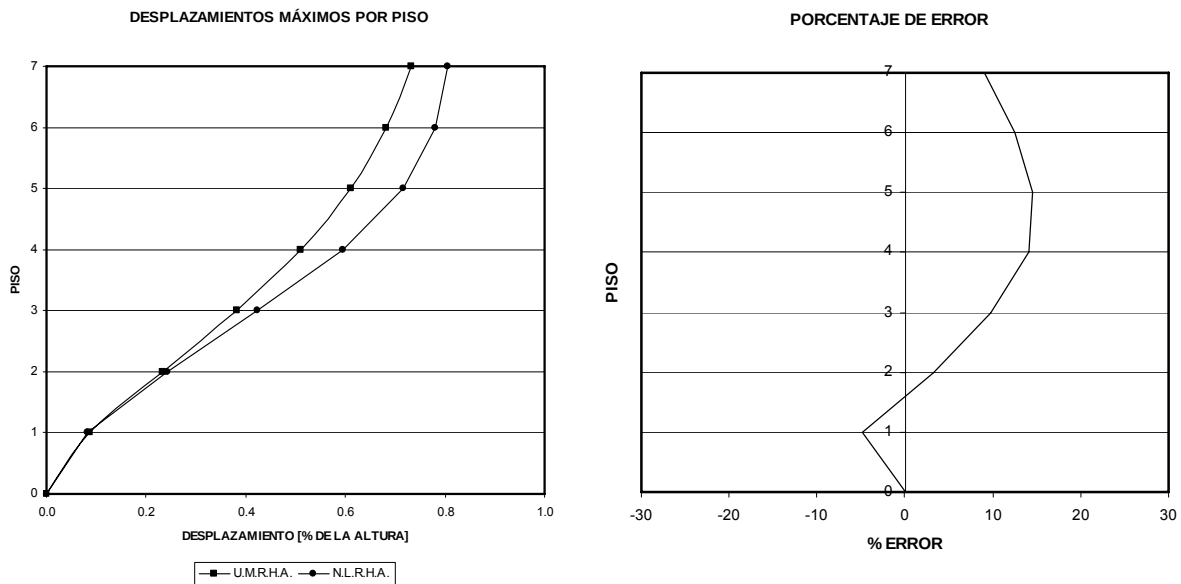


Figura 3.3. 6. Perfil de desplazamientos máximos y porcentaje de error para cada piso

Para tratar de plantear conclusiones, e investigar como varían los errores en el procedimiento UMRHA cuando la edificación se somete a diferentes demandas de deformación más allá del límite elástico, el anterior procedimiento se repitió para la misma estructura sometida al Sismo Coalinga escalado a 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.7g. Para cada excitación, se determinaron los errores de las deformaciones de piso máximas calculadas mediante UMRHA teniendo en cuenta los primeros tres modos de vibración relativos a la respuesta obtenida mediante análisis de historia de respuesta (RHA).

El mismo análisis se había hecho anteriormente escalando el acelerograma a 0.1g.

Las historias de deformaciones del último y primer piso calculadas mediante UMRHA y RHA, los perfiles de desplazamientos de piso máximos y los errores para cada excitación se presentan en el Anexo A.

Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 3.3.2 y figura 3.3.7. En éstas se muestra el error en cada desplazamiento de piso máximo, como función del factor de escala del sismo.

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.1	1.29	2.08	4.46	9.21	6.50	4.21	4.71
0.2	0.90	3.44	6.90	9.00	9.13	7.72	6.74
0.3	7.37	0.32	10.35	18.20	19.07	16.62	8.38
0.4	11.69	17.13	23.30	25.87	24.46	19.35	8.86
0.5	11.76	17.44	21.89	22.88	21.53	17.25	6.85
0.6	9.04	12.51	14.57	14.03	9.71	3.27	4.85
0.7	2.45	5.79	8.50	8.00	7.54	5.62	11.74

Tabla 3.3. 2. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala del sismo

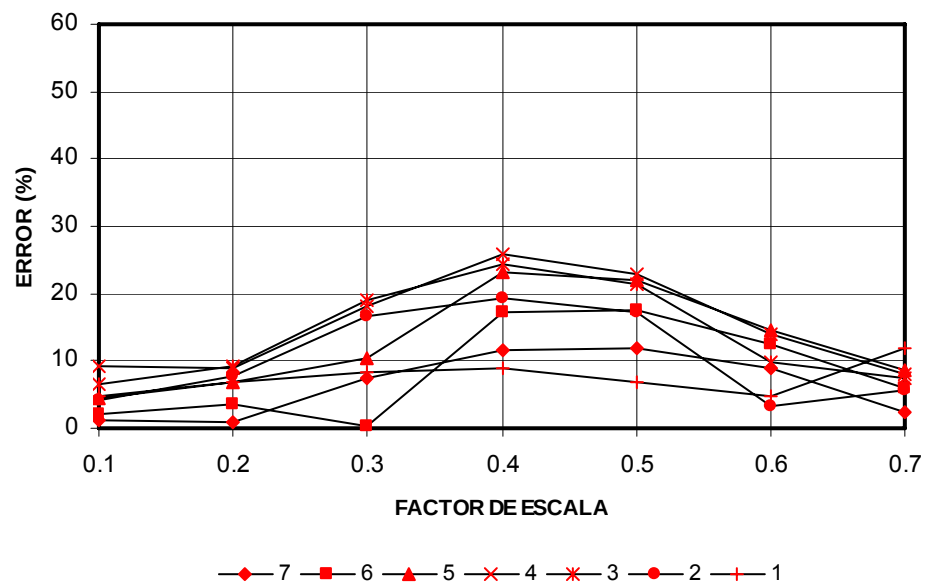


Figura 3.3. 7. Porcentaje de error como función del factor de escala en g.

De lo anterior se puede hacer las siguientes observaciones:

- Los errores son relativamente pequeños (menores que el 10%), cuando el sismo se escala hasta que alcanza una aceleración pico efectiva de 0.2g.
- Para los factores de escala 0.3g, 0.4g y 0.5g se obtienen los errores más grandes.
- Cuando el sismo se escala por encima de 0.5g, los errores tienden a disminuir.

Como se pudo observar en la sección correspondiente a análisis de la historia de respuesta (RHA) (Sección 1.4.2.3), para el sismo Coalinga, la estructura permanece elástica hasta 0.2g y para valores mayores (0.3g, 0.4g, etcétera) el límite de fluencia es sobrepasado. Por tal razón, los porcentajes de error más pequeños se presentan para 0.1g y 0.2g: menores que el 10%, incluso que el 5%.

Los errores adicionales inducidos en el análisis UMRHA para sistemas inelásticos, se deben principalmente a dos razones:

1. El análisis UMRHA carece de una teoría rigurosa y está basado en varias aproximaciones.
2. La curva pushover para cada modo se idealiza mediante una relación bilineal para posteriormente resolver la ecuación 3.3.8 correspondiente al sistema de un grado de libertad (SDF).

El segundo motivo puede explicarse en parte con la figura 3.3.8. En ésta se observa una curva pushover y su respectiva idealización bilineal. Para una carga F , como la que se muestra, la edificación ha entrado en la fluencia. La rama de descarga, obviamente no puede ser igual a la de carga. Una vez alcanzada la deformación correspondiente a la carga F , la descarga se produce por una línea recta de pendiente igual a la pendiente inicial de carga (rigidez) y cuando la carga es cero, existe una deformación residual, u , por la fluencia alcanzada. En la historia de deformaciones se puede observar la deformación residual con la que queda la estructura. Ese sería el comportamiento “real” de la estructura. Sin embargo, al utilizar la relación bilineal, el punto de fluencia se aumenta, y la sollicitación impuesta por la fuerza F aun está dentro del rango elástico, de manera que la rama de descarga es igual a la de carga, y el sistema termina sin deformaciones residuales. Esta es la razón por la que en algunos casos, como se observa en el Anexo A, la historia de deformaciones calculada por análisis UMRHA no es igual a aquella obtenida mediante RHA; aunque tienen forma parecida parecen estar desfasadas.

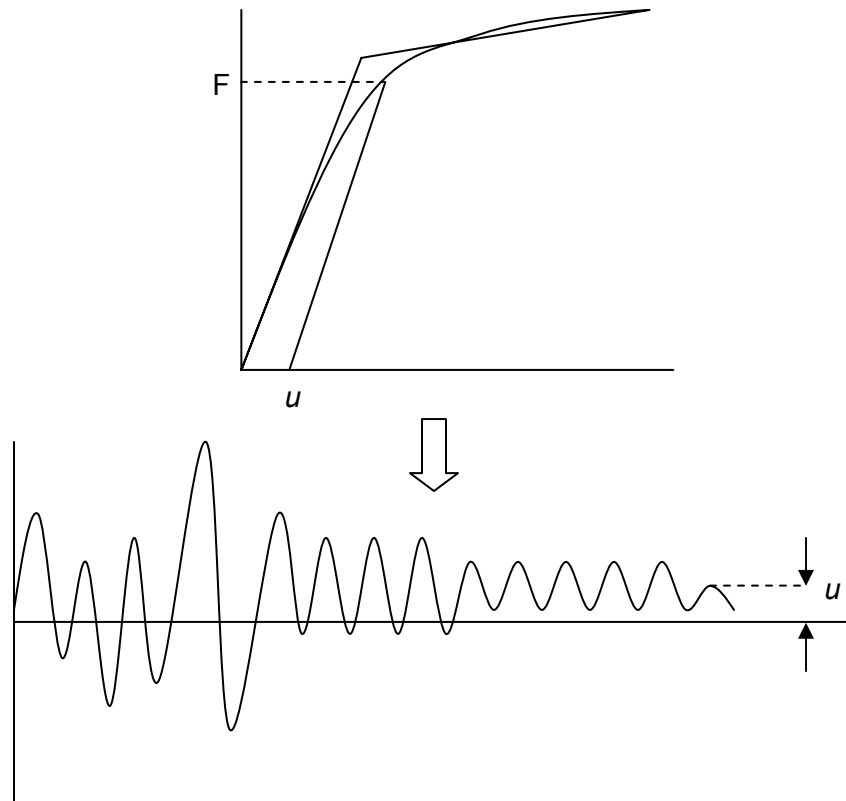


Figura 3.3. 8. Error debido a la idealización bilineal de la curva pushover

Esta parece ser una buena explicación aunque las solicitaciones impuestas por el sismo no hacen que la estructura entre solamente una vez en la fluencia, como se supone en la figura 3.3.8.

Adicionalmente, la edificación se sometió al sismo Helena escalado a 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g; al sismo Pretolia escalado a 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g y se calcularon los desplazamientos máximos por piso.

En las tablas 3.3.3, 3.3.4 y las figuras 3.3.9 y 3.3.10 se presenta los errores por piso para cada factor de escala relativos a los resultados obtenidos por RHA. Las historias de desplazamientos del último y primer piso calculadas por UMRHA y RHA, el perfil de desplazamientos máximos por piso normalizados por la altura de la edificación y la variación del error con la altura para cada factor de escala se presentan en el Anexo A.

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO HELENA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.1	0.68	0.63	0.74	0.87	0.94	0.68	0.30
0.2	4.44	1.42	3.31	8.24	10.75	9.24	3.21
0.3	0.96	2.01	6.75	11.84	14.42	12.34	4.55
0.4	4.24	0.45	7.27	14.97	19.30	18.47	11.16
0.5	1.79	6.48	12.58	17.23	18.03	13.71	2.54
0.6	0.94	5.93	11.25	14.29	13.80	8.84	0.21

Tabla 3.3. 3. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Helena

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO PRETOLIA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.1	4.92	2.26	1.95	6.92	10.45	9.87	4.60
0.2	1.80	1.87	7.32	12.42	15.46	14.43	6.63
0.3	13.55	9.10	2.99	2.28	4.61	1.14	7.73
0.4	4.98	0.91	3.50	5.48	4.24	1.65	11.60
0.5	1.61	1.79	4.47	4.76	4.85	0.48	9.11
0.6	7.10	3.39	0.09	2.04	1.18	3.85	11.31

Tabla 3.3. 4. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Pretolia

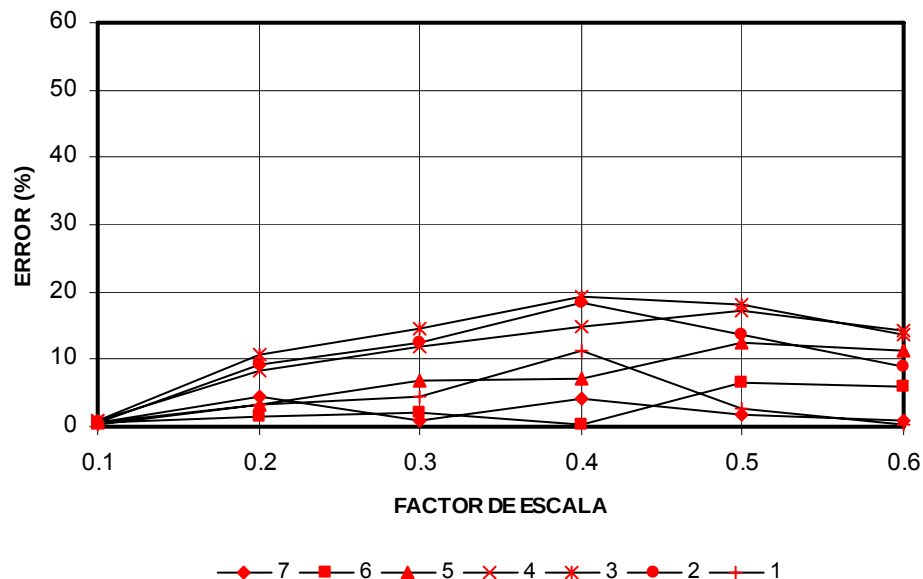


Figura 3.3. 9 Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Helena

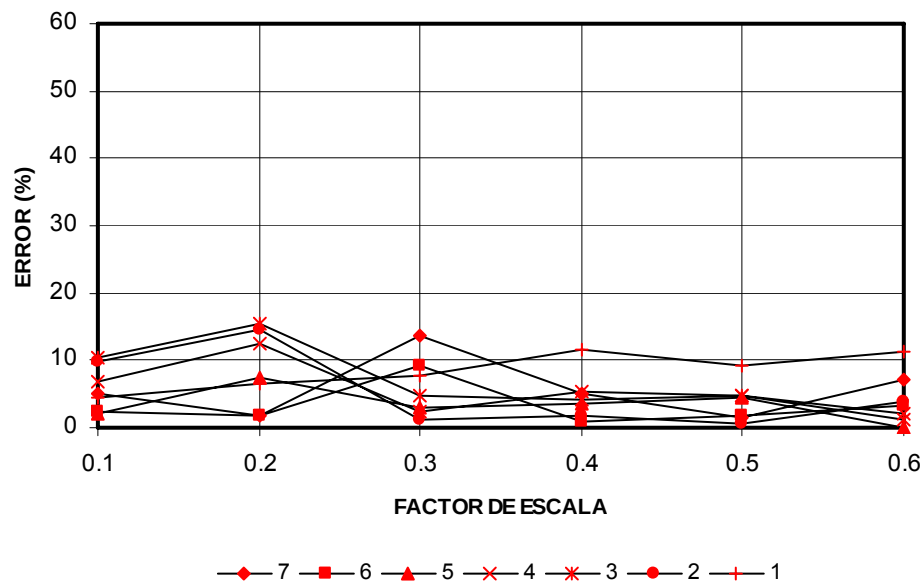


Figura 3.3. 10. Error en el desplazamiento de piso para diferentes factores de escala: Sismo Pretolia

En los tres casos: Coalinga, Helena y Pretolia, se presentan tendencias similares que permiten plantear las siguientes conclusiones:

- Los porcentajes de error más pequeños (en ningún caso mayores que el 10%) se presentan para los factores de escala menores, cuando la estructura aun no ha incurrido en la fluencia (ductilidad < 1). Parte de este error es causado por no tener en cuenta el aporte de todos los modos de vibración.
- Para factores de escala intermedios (0.3g y 0.4g) se presentan los porcentajes de error más grandes. Esto se debe posiblemente a que la estructura incursiona en el rango inelástico pero permanece cerca del punto de fluencia (ductilidad parecida a 1). Como pudo verse, la parte de la curva pushover que más se desvía de la relación bilineal es aquella en donde empieza la fluencia. Para explicar este hecho, a continuación se presenta nuevamente la curva de capacidad de la edificación para el sismo Coalinga, obtenida mediante análisis de la historia de respuesta (RHA) en la sección 1.4.2.3.

La respuesta “real” de la edificación está dada por la curva pushover, en donde no existe un punto de fluencia sino una región de fluencia, en la cual la curva va disminuyendo de pendiente poco a poco. En la figura 3.3.11 se observa que la

zona de fluencia está comprendida entre los puntos 0.3g y 0.4g. Entre estos puntos, la relación pushover es curva, diferente a la parte inicial y final en donde prácticamente se describe una recta. Al idealizar la curva de capacidad como una relación bilineal, se tiene un punto de fluencia (no una región) en donde la pendiente cambia súbitamente, y es en esa parte en donde existe menos correlación entre las curvas pushover real e idealizada.

Como se puede ver en la figura, los puntos 0.3g y 0.4g se encuentran dentro de la zona curva, lo que significa que están en la zona de más desviación con respecto a la curva bilineal. Esta puede ser la razón por la que los mayores porcentajes de error se presentan para factores de escalas intermedios.

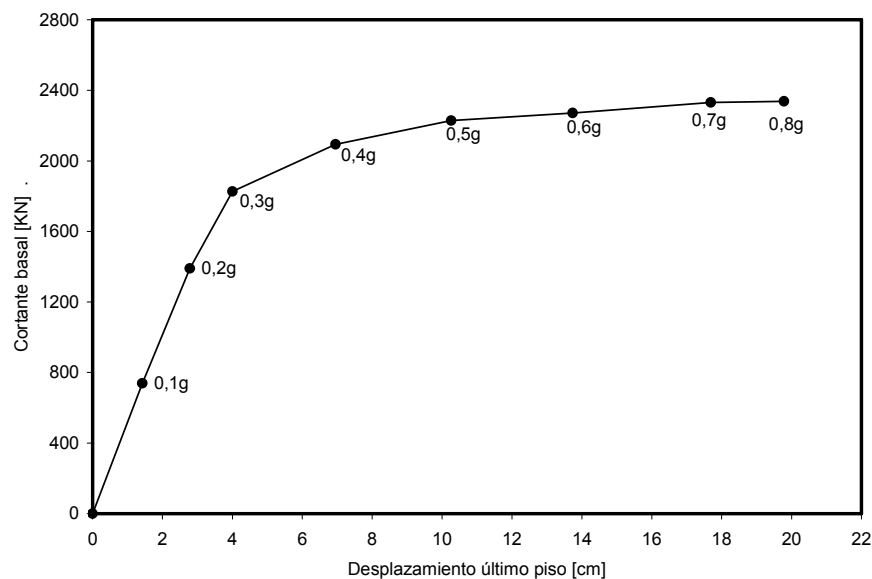


Figura 3.3. 11. Curva de capacidad para el sismo Coalinga obtenida mediante RHA (IDARC)

- Para los factores de escala más grandes (0.5g, 0.6g y 0.7g), los cuales causan que la estructura entre bien en la fluencia (ductilidad >1), los porcentajes de error tienden a disminuir. La explicación puede encontrarse observando nuevamente la figura 3.3.11. Cuando el sismo Coalinga se escala a 0.5g, 0.6g y 0.7g, la curva pushover es prácticamente una recta, de manera que existe mejor correlación con la relación bilineal utilizada en la metodología UMRHA. Adicionalmente, se

inducen errores debidos a las aproximaciones hechas y a la falta de una teoría rigurosa cuando el análisis es inelástico. Lo anterior también puede aplicarse a los sismos Helena y Pretolia.

- Cuando el análisis es elástico (factores de escala pequeños), la utilización de la curva bilineal no produce errores muy grandes porque solo se utiliza la primera pendiente (antes de la fluencia) que es prácticamente igual que la pendiente inicial de la curva pushover.

3.3.4.2. ANÁLISIS PUSHOVER MODAL

El procedimiento pushover modal considerando la respuesta de los tres primeros modos de vibración fue implementado para el mismo edificio de siete pisos sometido al sismo Coalinga escalado a 0.6g.

La estructura se empujó utilizando la distribución de fuerzas horizontales presentada en la figura 3.2.4.b (Sección 3.2.4), hasta alcanzar los desplazamientos máximos en el último piso $u_{r10} = 13.167$ cm, $u_{r20} = 0.796$ cm y $u_{r30} = 0.104$, respectivamente, para los tres primeros modos de vibración. Estos valores máximos se determinaron anteriormente utilizando la metodología UMRHA (figura 3.3.5). Cada uno de los tres análisis pushover proporciona la curva pushover (Anexo 1), los valores pico de los desplazamientos de piso (tabla 3.3.5 y figura 3.3.12), y los valores máximos de las derivas de piso (tabla 3.3.6 y figura 3.3.13).

El procedimiento pushover modal es en principio similar a la metodología UMRHA: se parte de la curva pushover y luego ésta se transforma a la relación $F_{sn}/L_n - D_n$.

Para cada modo, el sistema de siete grados de libertad se reduce a un sistema de un grado de libertad (SDF) que se somete a la acción sísmica y se calcula la historia de deformaciones, $D_n(t)$, resolviendo la ecuación 3.3.8. La diferencia está en que en el análisis pushover modal no se tiene en cuenta toda la historia de deformaciones sino el valor pico, que en últimas es el más importante. Posteriormente, utilizando la ecuación 3.2.21 del capítulo anterior, se determinan los valores máximos de desplazamiento de cada piso por modo. Finalmente las respuestas modales se

combinan utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor pico. Los resultados se presentan en la tabla 3.3.5.

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo	Modo	Modo	1	2	3				
	1	2	3	Modos	Modos	Modos				
7	0.744	0.045	0.006	0.744	0.745	0.745	0.806	7.736	7.568	7.565
6	0.719	0.023	0.001	0.719	0.720	0.720	0.781	7.906	7.858	7.858
5	0.659	0.007	0.006	0.659	0.659	0.659	0.717	8.017	8.012	8.009
4	0.547	0.033	0.004	0.547	0.548	0.548	0.594	7.939	7.767	7.764
3	0.390	0.045	0.002	0.390	0.393	0.393	0.423	7.820	7.206	7.205
2	0.217	0.038	0.006	0.217	0.220	0.220	0.242	10.447	9.052	9.020
1	0.069	0.017	0.004	0.069	0.071	0.071	0.083	16.901	14.407	14.286

Tabla 3.3. 5. Desplazamientos de piso máximos ocasionados por el sismo Coalinga escalado a 0.6g

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo	Modo	Modo	1	2	3				
	1	2	3	Modos	Modos	Modos				
7	0.172	0.151	0.045	0.172	0.228	0.233	0.223	23.130	2.250	4.212
6	0.416	0.210	0.034	0.416	0.466	0.467	0.499	16.608	6.606	6.351
5	0.780	0.184	0.010	0.780	0.802	0.802	0.905	13.778	11.417	11.410
4	1.089	0.081	0.042	1.089	1.092	1.093	1.255	13.208	12.968	12.904
3	1.202	0.046	0.027	1.202	1.203	1.204	1.319	8.858	8.790	8.767
2	1.025	0.148	0.015	1.025	1.036	1.036	1.107	7.371	6.407	6.397
1	0.509	0.126	0.028	0.509	0.524	0.525	0.612	16.901	14.407	14.286

Tabla 3.3. 6. Derivas de piso máximas ocasionadas por el sismo Coalinga escalado a 0.6g

De igual forma, en el análisis se tuvo en cuenta las derivas de piso, obtenidas a partir del análisis pushover una vez la edificación alcanza el desplazamiento en el último piso antes mencionado. Esto para cada modo, y al igual que los desplazamientos de piso, la respuesta total se obtiene con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

En las figuras 3.3.12 y 3.3.13 se presenta el perfil de desplazamientos y derivas máximas para cada piso, teniendo en cuenta uno, dos, tres modos y el perfil calculado mediante RHA.

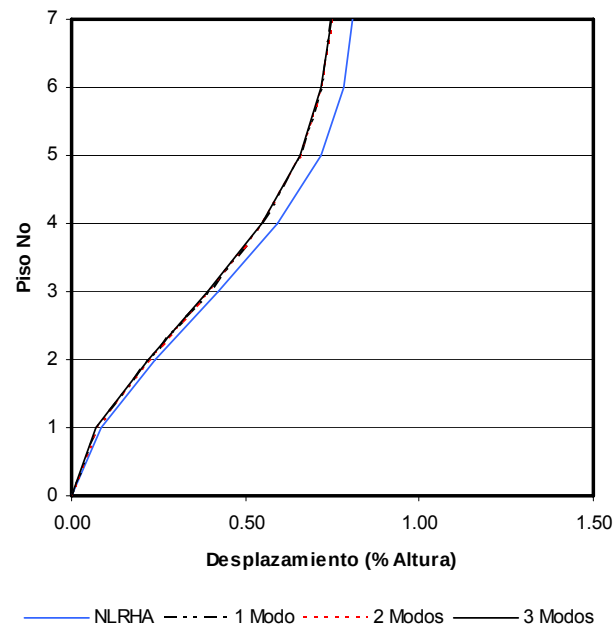


Figura 3.3. 12. Desplazamientos máximos ocasionados por el sismo Coalinga escalado a 0.6g. (Como porcentaje de la altura = 17.7m)

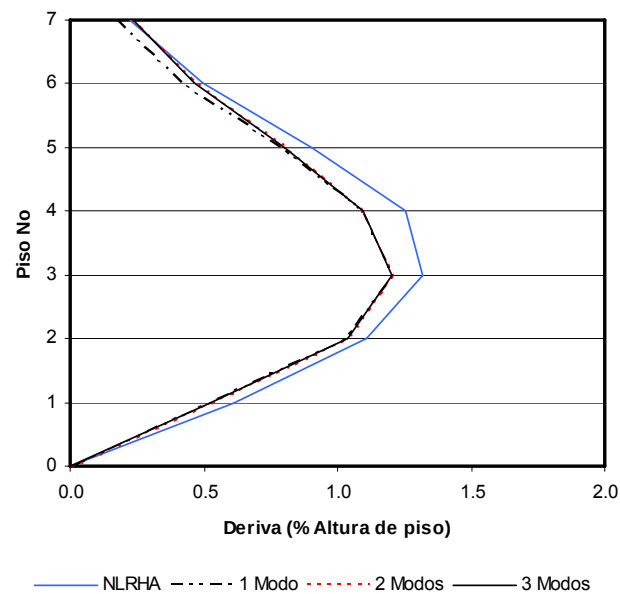


Figura 3.3. 13. Derivas de piso máximas ocasionadas por el sismo Coalinga escalado a 0.6g. (Como porcentaje de la altura de cada piso)

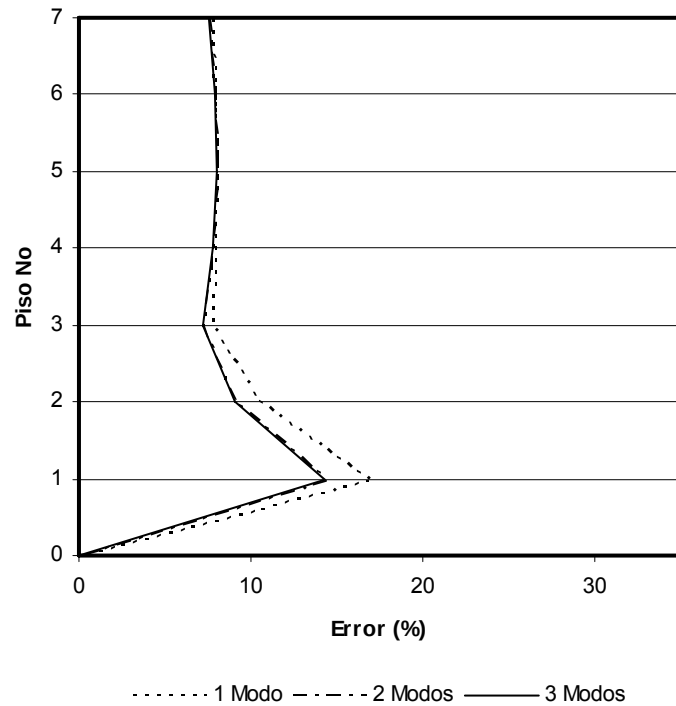


Figura 3.3. 14. Porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos considerando uno, dos y tres modos.

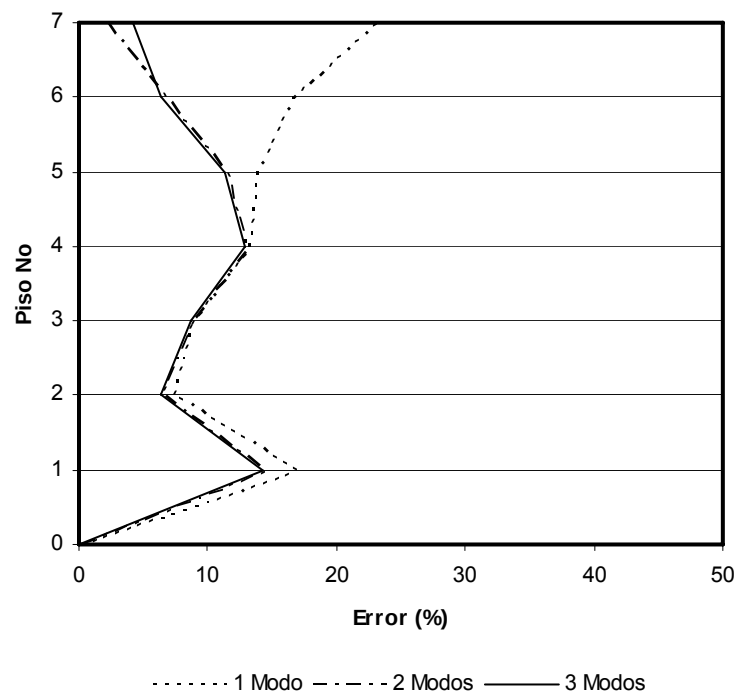


Figura 3.3. 15. Porcentajes de error en las derivas pico, considerando uno, dos y tres modos de vibración

Los porcentajes de error (figuras 3.3.14 y 3.3.15) son menores en los desplazamientos, pero la influencia de los modos dos y tres es superior en las derivas

Lo anterior permite concluir que el primer modo de vibración no es suficiente cuando se quiere implementar un análisis modal. Se debe ser cuidadoso en lo siguiente: en los resultados obtenidos para máximos desplazamientos de piso, utilizando UMRHA y análisis pushover modal (MPA) se observa que el aporte a la respuesta total lo hace prácticamente el modo uno, y la contribución de los modos dos y tres es muy pequeña (figura 3.3.12). Pero en el análisis de derivas se observa que la reducción en el porcentaje de error es considerable cuando se tiene en cuenta el modo dos, y en menor medida el modo tres (figura 3.3.15). De manera que así el aporte total a cualquier respuesta esté dado en su gran mayoría por el modo uno, se debe incluir por lo menos uno o dos modos más, porque en otro tipo de respuesta, derivas por ejemplo, el aporte de éstos si puede ser significativo. En otras palabras, el hecho de que el aporte de otros modos diferentes al primero sea pequeño para un tipo de respuesta en particular, no significa que en las demás respuestas va pasar a lo mismo.

Con el objetivo de observar la variación de los errores conforme se cambia el factor de escala de la excitación a la que se somete el edificio, se realizó el mismo análisis (MPA) para el sismo Coalinga escalado a 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.7g. Los resultados cuando el factor de escala es 0.1g ya se habían presentado en la sección anterior correspondiente a análisis dinámico lineal de edificaciones (Sección 3.2.4.2). Nuevamente se tuvo en cuenta los tres primeros modos de vibración y se determinaron los valores pico de desplazamientos de piso y derivas de entrepiso. Los resultados se resumen en las tablas 3.3.7, 3.3.8 y las figuras 3.3.16 y 3.3.17. Las observaciones hechas a los resultados obtenidos con UMRHA son las mismas en este caso: los errores más grandes se presentan para factores de escala intermedios, debido a que las solicitaciones impuestas llevan la estructura dentro de

la región de fluencia, donde existe menos correlación entre las curvas pushover real e idealizada.

Los errores en los desplazamientos pico extrañamente disminuyen para factores de escala grandes hasta llegar prácticamente a cero en 0.7g. La única explicación a esta tendencia parece ser que los errores adicionales que se inducen por la forma como se combinan los aportes modales individuales (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) tienden a cancelar aquellos inherentes a las aproximaciones hechas con UMRHA.

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.1	5.70	4.58	3.35	3.53	4.86	8.12	11.93
0.2	4.41	4.58	4.80	5.11	5.43	9.39	13.21
0.3	2.65	0.37	4.86	10.14	15.83	20.25	21.04
0.4	15.39	16.36	17.70	19.31	21.68	24.16	25.16
0.5	14.10	14.86	15.10	14.66	15.10	16.43	17.22
0.6	7.56	7.86	8.01	7.76	7.20	9.02	14.29
0.7	0.23	0.45	1.08	0.77	0.02	0.57	6.47

Tabla 3.3. 7. Porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos como función del factor de escala del sismo

FACTOR DE ESCALA	PORCENTAJE DE ERROR POR PISO Y FACTOR MULTIPLICADOR					SISMO COALINGA	
	7	6	5	4	3	2	1
0.1	16.78	14.49	8.01	4.50	2.12	5.52	11.93
0.2	12.96	10.25	3.64	5.54	5.68	7.99	13.21
0.3	10.56	9.64	3.62	3.26	7.44	19.74	21.04
0.4	4.98	0.96	8.22	15.68	18.77	23.63	25.16
0.5	9.09	12.87	19.28	17.33	14.67	16.12	17.22
0.6	4.21	6.35	11.41	12.90	8.77	6.40	14.29
0.7	15.16	13.42	7.42	5.46	0.82	1.69	6.47

Tabla 3.3. 8. Porcentajes de error en las derivas de entrepiso máximas como función del factor de escala del sismo

Los errores, como puede verse, son más grandes en las derivas de entrepiso que en los desplazamientos.

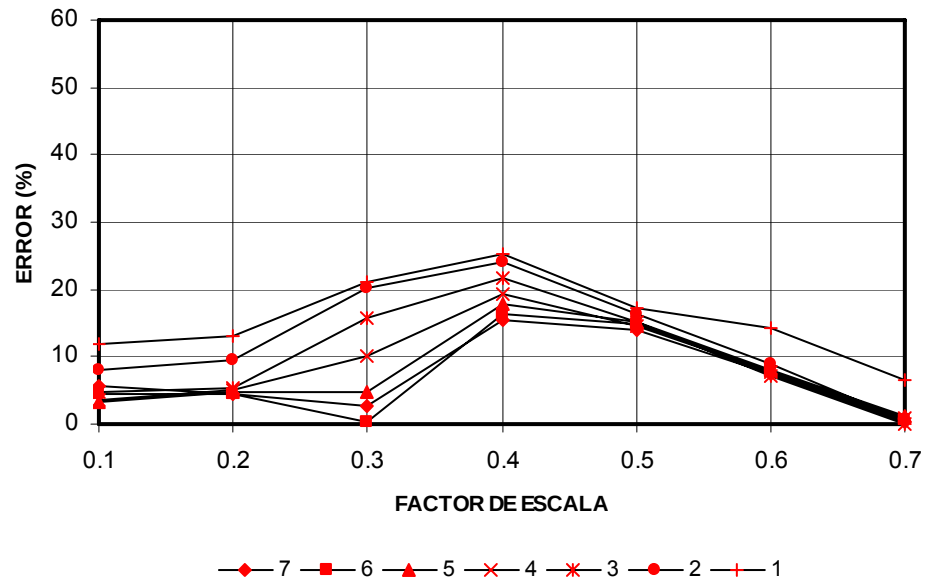


Figura 3.3. 16. Porcentajes de error en los desplazamientos de piso máximos como función del factor de escala del sismo

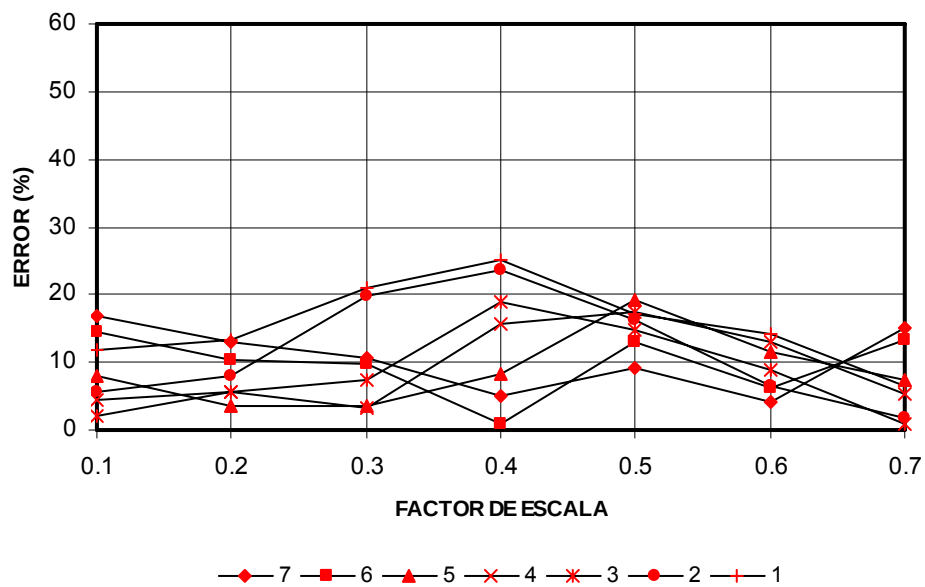


Figura 3.3. 17. Porcentajes de error de las derivas de entrepiso máximas como función del factor de escala del sismo

Finalmente, llama la atención que en la mayoría de los análisis modales hechos: UMRHA lineal y no lineal y MPA lineal y no lineal, las respuestas obtenidas están por debajo de la respuesta “real”, obtenida mediante RHA utilizando el software IDARC-2D.

El procedimiento pushover modal implementado, paso a paso, se presenta en el Anexo 2. Igualmente se muestran los resultados y porcentajes de error para cada factor de escala.

3.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PROCEDIMIENTO MODAL

El estudio y aplicación de la metodología modal permitió plantear las siguientes ventajas:

- Es posible tener en cuenta el aporte de todos los modos de vibración a la respuesta total.
- Para la construcción de la curva de capacidad, se utiliza sólo una distribución horizontal de carga proporcional a la masa y forma del modo.
- Genera porcentajes de error menores que el análisis pushover tradicional.
- El análisis UMRHA permite obtener una aproximación de la historia de cualquier respuesta de la edificación en el tiempo, resolviendo la ecuación de movimiento de un sistema de un grado de libertad (SDF) y no el sistema de ecuaciones del sistema de múltiples grados de libertad (MDF).
- Se puede utilizar como una metodología de diseño, ya que posibilita la utilización de espectros de diseño.

Las siguientes desventajas fueron encontradas:

- En ocasiones genera porcentajes de error significativos ($> 20\%$) con respecto a los resultados del análisis dinámico no lineal.
- Está basado en suposiciones y extensiones del análisis elástico que no son del todo ciertas cuando el análisis es inelástico.
- Es necesario idealizar la curva de capacidad del edificio como una relación bilineal, esto incrementa los errores obtenidos.
- No es una metodología de análisis muy conocida porque fue propuesta recientemente (2001).

4. EVALUACIÓN DEL DAÑO SÍSMICO

4.1 INTRODUCCIÓN

El daño ha sido uno de los fenómenos más difíciles de interpretar y evaluar. Muchas son las variables que hacen complejo su modelamiento analítico y su estudio en pruebas de laboratorio. Para los objetivos de esta tesis el daño se referirá al deterioro físico de los distintos elementos que conforman una estructura cuando ésta es sometida a una acción sísmica. La determinación del nivel de daño puede hacerse en forma cualitativa o cuantitativa.

Para la cuantificación del daño se han llevado a cabo muchas investigaciones que buscan la definición de modelos de daño sísmico que permitan medir el grado de daño sufrido por las estructuras cuando han sido sometidas a un evento sísmico. Estos modelos son referidos a índices de daño sísmicos, los cuales están basados en diferentes parámetros de respuesta de la estructura. Actualmente no se cuenta con un criterio unificado para la elección de los parámetros bases de estos modelos, esto es debido a la gran variedad de sistemas estructurales así como a las características de la acción aplicada.

De otra parte, se pueden encontrar también metodologías cualitativas para la determinación del daño post-sismo. En el año 2003 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica publicó el informe “Descripción y Comparación de las Principales Metodologías Existentes a Nivel internacional y Nacional Sobre Evaluación de Daños Después de un Sismo” con el fin de tener las bases necesarias para el desarrollo de una metodología de evaluación de las edificaciones afectadas por el sismo de Quindío.

En el presente capítulo se presenta una clasificación del daño sísmico partiendo de la definición dada anteriormente, después se realiza un compendio de los principales modelos histeréticos e índices de daño que se encuentran en la literatura.

4.2 CLASIFICACION DEL DAÑO

El daño de los materiales ocurre a través de un proceso continuo en los cuales ellos se fracturan. Este puede ser considerado en tres niveles: el nivel de microescala, el nivel de mesoescala y el nivel de macroescala. En el nivel de microescala, el daño se debe a la acumulación de microesfuerzos en los defectos o interfaces y por la pérdida de adherencia. En el nivel de mesoescala, el daño es observado como la iniciación y crecimiento de las grietas. En el nivel de macroescala, el daño es relacionado al deterioro de las partes de la estructura.

El daño puede ser clasificado según el tipo de elemento que afecte, así:

Daño estructural

El daño estructural es el tipo de daño que más importancia tiene ya que está directamente relacionado con el colapso de la estructura o con una reparación demasiado costosa. La calidad de los materiales, la configuración y tipo de sistema resistente a cargas laterales y las características del movimiento sísmico (numero de ciclos de carga, período, duración) influirán en el grado de daño de los distintos elementos estructurales.

Daño no estructural

El sistema no estructural en un edificio comprende los componentes arquitectónicos (particiones, ventanas, etc.), sistemas mecánicos (ductos, elevadores, etc.), sistemas

eléctricos (seguridad, comunicaciones, etc.) y contenidos (mobiliarios, computadores, etc.). Estos elementos pueden a su vez dividirse en elementos sensitivos a la deformación y elementos sensitivos a la aceleración de la estructura. Entre los daños más comunes se encuentran el agrietamiento de elementos divisorios, desprendimiento de los acabados, rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo. En forma tradicional los códigos han enfatizado la seguridad de la vida como su primer objetivo, prestándose poca importancia a los componentes no estructurales.

Estados discretos de daño han sido propuestos para brindar un resultado cualitativo del daño asociado a los elementos estructurales y no estructurales, al riesgo que tienen los ocupantes de la estructura y la capacidad de servicio de la estructura después de ocurrido el sismo.

Park, Ang y Wen¹ propusieron una escala basada en los daños observados:

- Sin daño.
- Ligero: se producen grietas en algunos elementos estructurales.
- Moderado: agrietamiento severo con algunos desprendimientos del concreto.
- Severo: aplastamiento del concreto y pérdida del recubrimiento de las barras de concreto.
- Colapso.

Bracci² *et al* propuso una escala basada en el nivel de reparación de la estructura:

- Sin daño o daños leves
- Reparable
- Irreparable
- Colapso

¹ Damage-limiting aseismic design of buildings. Park Y. J., Ang, A.H. y Wen Y.K..1987.

² Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation on RC Structures. Bracci, J., Reinhorn, A., Mander, J. Kunnath, S. 1989.

EERI¹ propuso un estado de daño, el cual incluye los daños a componentes estructurales, en función del tiempo que dura sin servicio la estructura y el riesgo al que se encuentran expuestos sus habitantes:

- Sin daño
- Leve: daños menores en elementos no estructurales. El funcionamiento normal de la estructura es alcanzado en menos de una semana.
- Moderado: daños estructurales leves pero con daños no estructurales considerables. La estructura puede estar fuera de servicio hasta por 3 meses. El riesgo asociado a pérdidas de vidas humanas es mínimo.
- Severo: Aumento considerable de los daños estructurales, es posible que la estructura permanezca cerrada por un largo tiempo o sea demolida. Existe un alto riesgo de pérdidas de vidas humanas.
- Daño total o colapso. Los daños son irreparables y existe una muy alta probabilidad de que se presentes pérdidas de vidas humanas.

4.3 MODELOS HISTERÉTICOS

Muchas han sido las formulaciones que se han planteado para describir el comportamiento de los miembros de concreto reforzado bajo carga sísmica. La elección de un modelo adecuado para representar el comportamiento de la estructura es muy importante para una predicción confiable del daño sufrido debido a un evento sísmico. Estos modelos deben ser capaces de representar todas las características estructurales importantes que podrían afectar significativamente la respuesta a movimientos del terreno.

En general además de la rigidez elástica básica y del punto de fluencia todo modelo histerético debería tomar en cuenta los siguientes parámetros¹:

¹ Expected Seismic Performances of Buildings, Publication Number SP-10. Earthquake Engineering Research Institute.1994.

- La respuesta carga-deformación es multilineal, representando la propagación de las fisuras y la redistribución de fuerzas internas después de la fluencia de los elementos más débiles. En el caso más simple, el modelo debería ser trilineal.
- El esfuerzo de endurecimiento del acero o el ablandamiento después de la formación de un mecanismo.
- Degradación de la rigidez.
- Deterioro de la resistencia.
- Efecto Pinching de los lazos de histéresis causados por la apertura y cierre de las fisuras en estructuras de concreto reforzado.

A continuación se presentan algunos de los modelos histeréticos más empleados por investigadores y profesionales de la ingeniería estructural.

Modelo de Takeda

El modelo opera sobre una curva trilineal representando los estados de no agrietamiento, agrietamiento y post-fluencia (figura 4.1) Las deformaciones no lineales empiezan una vez la sección se fisura. La pendiente de la sección de

descarga desde la rama de post-fluencia es k_t , en la cual $k_t = k' \left(\frac{D_y}{D} \right)^{0.5}$, en donde k'

es la pendiente de la línea que une el punto de fluencia en una dirección con el punto de fisuramiento en la dirección opuesta; D es la deformación máxima (curvatura, rotación o deflexión) experimentada en la dirección de carga, y D_y la deformación de fluencia. La rigidez durante el estado de carga inverso es más pequeña que k_t , para tomar en cuenta el deterioro de la rigidez y se considera como la pendiente de la

¹ Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands. Ranhama, M., Krawinkler, H. 1993

línea que conecta el punto donde la carga es invertida con el punto de mayor excursión en la nueva dirección de carga o el punto de fluencia, el que sea mayor. Este modelo asume que la degradación de la rigidez es independiente del número de ciclos. En Takeda¹, 1970, se encuentran definidas todas las reglas que definen el modelo.

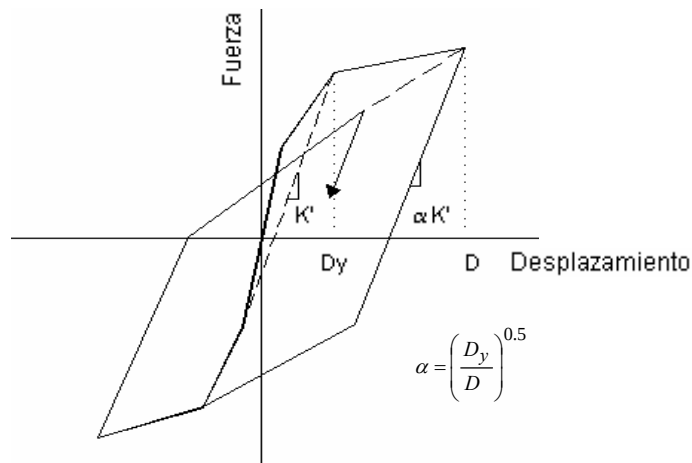


Figura 4. 1. Modelo de Takeda

Modelo Elastoplástico

Este modelo considera una rigidez de descarga y de recarga (K_0) que cambia cuando la fuerza de fluencia (F_y) ha sido alcanzada. La primera curva de fuerza deformación es representada por una porción elástica la cual representa el comportamiento de la sección fisurada. Sobre la fluencia de la sección, la rigidez decrece a 0, es decir, el sistema no tiene endurecimiento (figura 4.2). La descarga toma lugar con la sección fisurada. En el estado inverso, no se considera reducción de la pendiente, comportamiento que no concuerda con resultados experimentales. El modelo no provee ninguna disipación de energía histerética durante pequeñas amplitudes de deformación. No obstante, el modelo es simple y puede ser definido por 3 reglas, definiendo el régimen de cambios de rigidez para carga, descarga y carga inversa en los diferentes estados. Los lazos tienden a sobreestimar la cantidad de energía disipada en muchos sistemas estructurales.

¹ Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. Takeda, T., Sozen, M., Nielsen, N. 1970

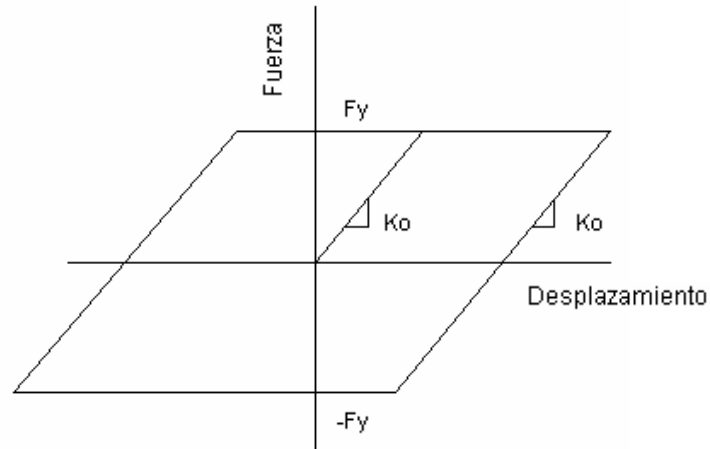


Figura 4. 2. Modelo Elastoplástico

Modelo Bilineal

El modelo es similar al modelo elastoplástico excepto ya que toma en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación del acero. Por lo tanto, es algo más realista que el modelo elastoplástico. No obstante falla en la inclusión del comportamiento de la degradación de la rigidez durante la descarga desde una rama de post-fluencia y durante la carga inversa. Similar al modelo elastoplástico el modelo bilineal es fácil de formular y puede ser definido por 3 reglas: la rigidez inicial K_e , la rigidez de endurecimiento αK_e y el esfuerzo de fluencia F_y (Figura 4.3).

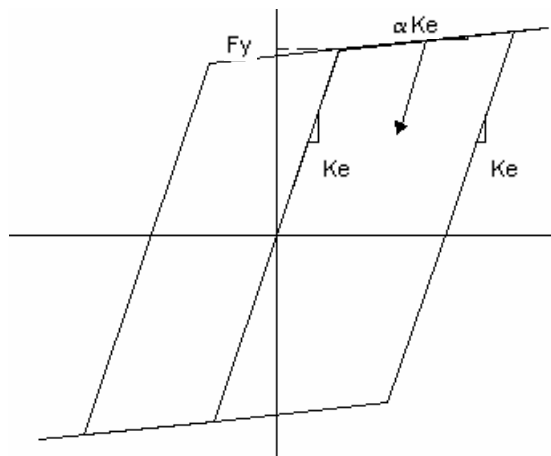


Figura 4. 3. Modelo Bilineal

Modelo de Clough

Este modelo fue propuesto con el fin de incluir el efecto del deterioro de la rigidez durante la carga inversa (Figura 4.4). El modelo consiste en una primera curva bilineal con rama ascendente después del punto de fluencia. Una vez la sección ha fluido, la descarga esta asociada con la rigidez fisurada inicial. Cuando la carga es invertida, la rigidez es reducida. La rigidez en estado se determina como la pendiente de la línea que conecta el punto de inversión de la carga con el punto de fluencia, o, si la sección ya ha fluido en la nueva dirección de carga, el punto sobre la rama de post-fluencia correspondiente a la máxima deformación experimentada. La disipación de energía histerética para pequeñas amplitudes de deformación se toma en cuenta una vez la sección ha sobrepasado el punto fluencia en al menos una dirección.

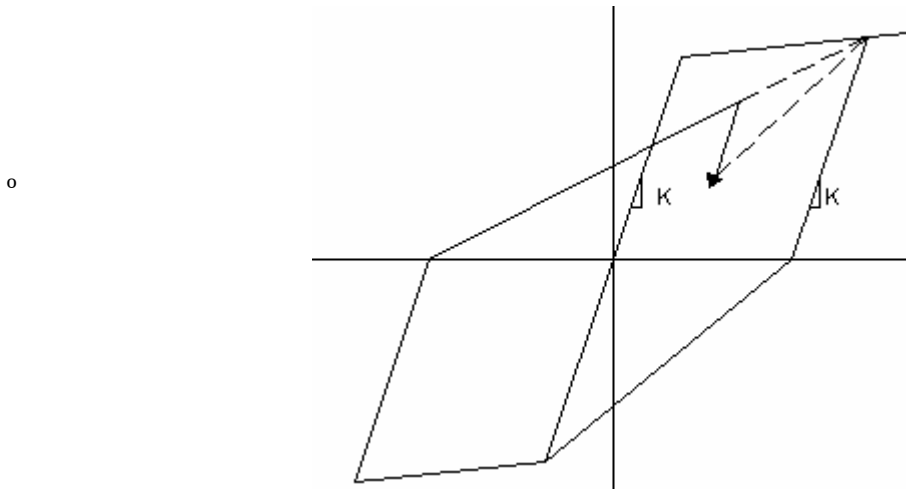


Figura 4. 4. Modelo de Clough

Modelo Histerético Q

La primera curva usada en este modelo es una curva bilineal con rama ascendente después del punto de fluencia (Figura 4.5). La degradación de la rigidez es tomada en cuenta durante la descarga y posterior inversión de la carga. La rigidez de descarga en el segmento inelástico de la primera curva es definido por k_q , en la cual

$K_q = k(D_y/D)^{0.5}$, y k es la pendiente de la porción elástica de la primera curva; D es el valor absoluto de la deformación máxima experimentada; y D_y es la deformación de fluencia¹.

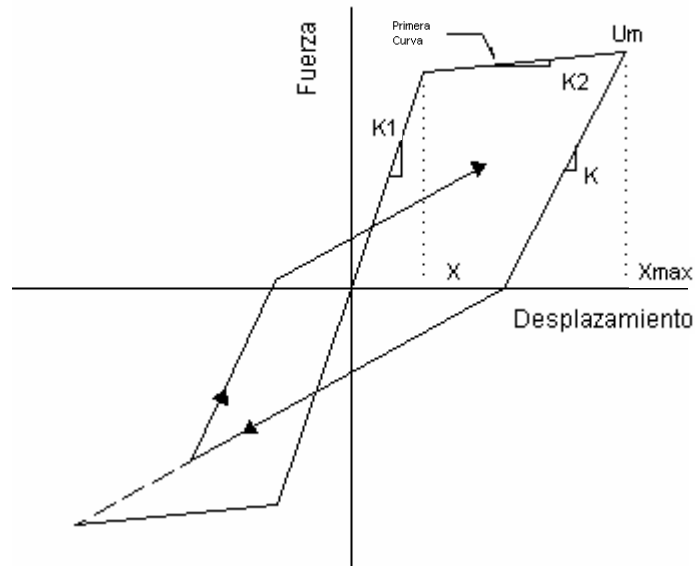


Figura 4. 5. Modelo

Histerético Q

Para simplificar el modelo, el punto de mayor excursión en ambas direcciones es tomado como el punto de mayor excursión en la otra dirección. La rigidez en el estado de carga inverso es definida como la pendiente de la línea que conecta la intersección de la última rama de descarga con el eje de deformación al punto de mayor excursión de fluencia. El Modelo histerético Q toma en cuenta la disipación de energía histerética debido a deformaciones de baja amplitud si la sección ha fluido al menos en una dirección.

Modelo de Roufaiel-Meyer

El modelo es construido a partir de una envolvente bilineal de momento-curvatura y es capaz de simular el comportamiento de elementos de concreto reforzado bajo fuertes cargas cíclicas hasta llegar a avanzados estados de deterioro, incluso bajo la presencia de grandes fuerzas axiales y de cortante. Las reglas del modelo fueron

¹ Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures. Saiidi, M. Sozen, M. 1981.

deducidas a partir de modificaciones del modelo de Takeda. En el modelo se tiene en cuenta los efectos de pinching, carga axial y degradación de la rigidez. Este modelo tiene básicamente 5 ramas (Figura 4.6) las cuales corresponden a (1) la carga y descarga elástica, (2) la carga inelástica, (3) la descarga inelástica, (4) la recarga inelástica durante el cierre de las fisuras y (5) la recarga inelástica después del cierre de las fisuras¹.

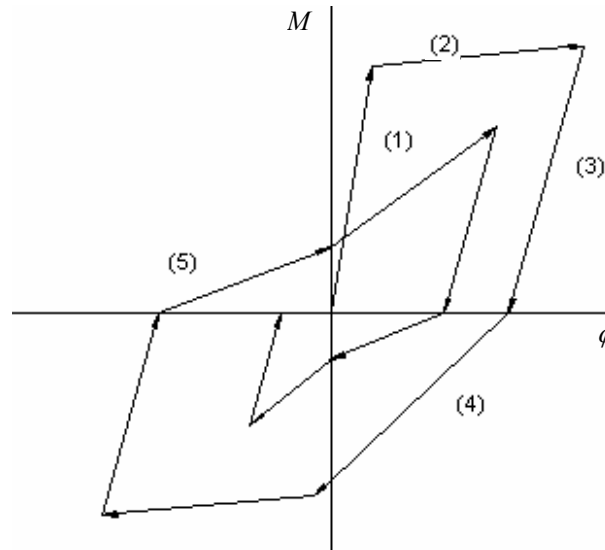


Figura 4. 6. Modelo histerético de Roufaiel y Meyer

Modelo de Tres Parámetros

El modelo histerético de Tres parámetros fue propuesto por Park et al² como parte de la versión original de IDARC. Este modelo incorpora la degradación de la rigidez, el deterioro de resistencia, la respuesta no simétrica, y una envolvente monotónica trilineal. El modelo traza el comportamiento histerético de un elemento a medida que cambia de un estado lineal a otro, dependiendo de la historia de deformaciones. Cada estado lineal es denominado como una rama, las figuras 4.7 y 4.8³ muestran la influencia de los parámetros de degradación sobre la forma de los lazos histeréticos.

¹ Analytical Modelling of Hysteresis Behaviour of R/C. Roufaiel, M., Meyer, C. 1987.

² IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures. Park, Y.J., Reinhorn, A. M., Kunnath, S.K.. 1987.

³ Figuras tomada del reporte IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures. Park, Y.J., Reinhorn, A. M., Kunnath, S.K.. 1987.

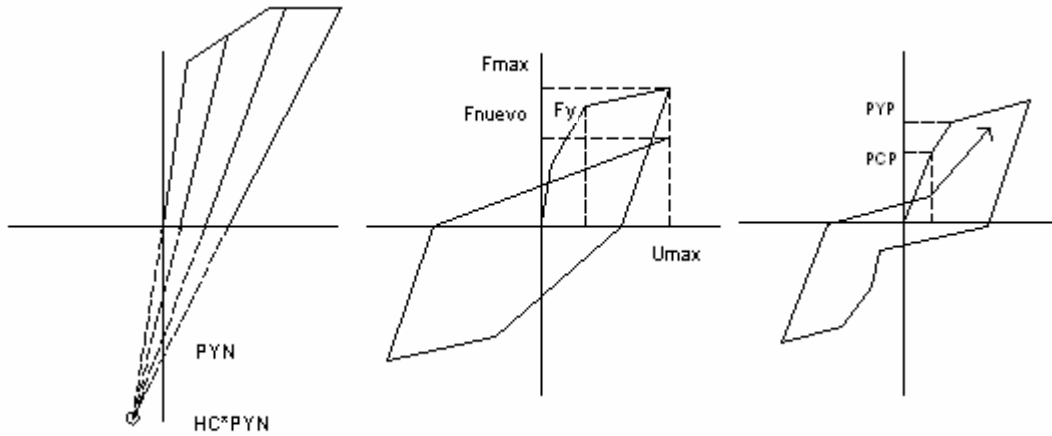


Figura 4.7. Parámetros de control del modelo de los tres parámetros

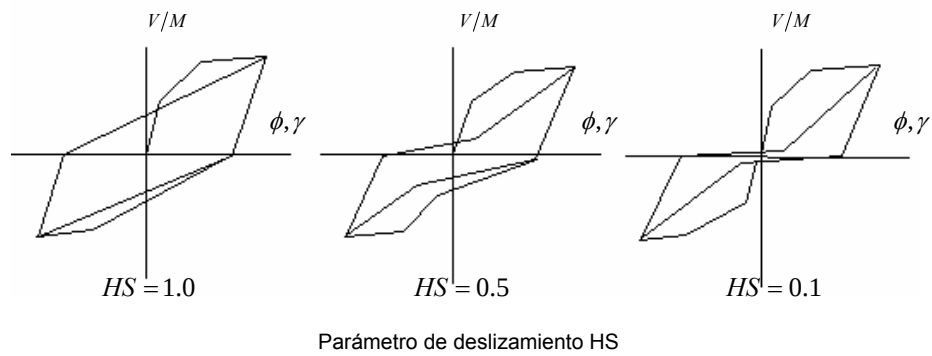
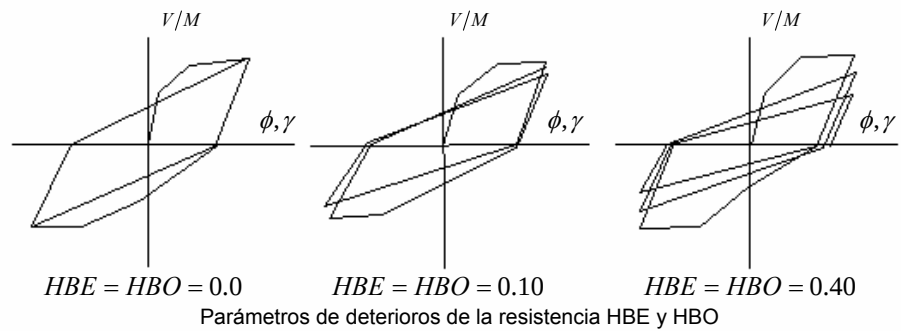
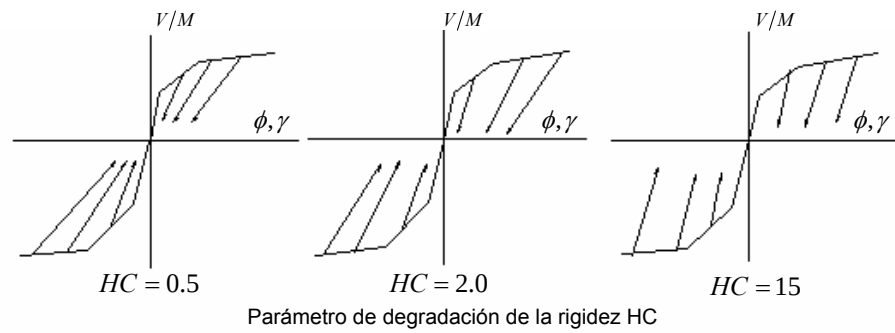


Figura 4.8. Influencia de los parámetros de degradación sobre el comportamiento histerético

4.4 INDICES DE DAÑO: ESTADO DEL ARTE

Los índices de daño sísmico buscan dar una medida cuantitativa del daño sufrido por los elementos que conforman el sistema resistente a cargas laterales cuando son sometidos a un evento sísmico. Su cálculo requiere que primero sea determinada la respuesta no lineal de la estructura y partir de estos resultados sean aplicados los modelos de daño. Dichos modelos de daño deben ser representativos de las propiedades de los materiales, del tipo de estructura y de las características de las acciones aplicadas. Todo índice de daño debería presentar las siguientes características:

- Aplicabilidad General: válido para una variedad de sistemas estructurales bajo diferentes historias de cargas.
- Fácil de evaluar: los índices deben ser fácilmente formulados y evaluados.
- Físicamente interpretable: los valores resultantes deben tener un significado físico.

Las bases físicas en las cuales están basados los diferentes índices de daño, se pueden resumir en 4 tipos de demanda estructural¹:

- Demanda de Resistencia, tanto elástica como inelástica. Cuando los requerimientos de resistencia permanecen por debajo de la resistencia de fluencia el nivel de daño ocasionado es pequeño. Pero una vez es alcanzada y excedida la resistencia de fluencia, el daño puede llegar a ser alto, y la resistencia de la estructura puede empezar a disminuir con el paso de ciclos inelásticos.
- Demanda de ductilidad. La ductilidad es la capacidad de un elemento de deformarse inelásticamente sin sufrir fractura total. Es usualmente expresada en

¹ Performance Evaluation of Vibration Controlled Steel Structures Under Seismic Loading. Barroso, L. 1999.

términos de la relación entre la máxima deformación debida al sismo y la deformación de fluencia.

- Disipación de Energía. Los miembros estructurales son capaces de disipar energía a través del comportamiento histerético. Un elemento posee una capacidad limitada de disipar energía de esta forma antes de que la falla ocurra.
- Degradación de la rigidez. El daño sufrido durante el sismo puede ocasionar pérdida de rigidez de la estructura y con ello períodos naturales más largos.

Con respecto a la aplicación de los índices de daño estos juegan un papel importante en valoraciones post-sismo y toma de decisiones de rehabilitación. Estos pueden ser usados en estudios de planificación de desastres para estimar la cantidad probable de edificios dañados, permitiendo así predecir probables pérdidas económicas, pérdidas de vidas, cantidad de refugios temporales necesarios, etc. Con respecto a la valoración de la vulnerabilidad los índices de daño capacitan a las autoridades para decidir si una estructura es segura o no inmediatamente después de ocurrido un sismo.

Por otro lado, los diseños actuales se están orientando hacia metodologías basadas en comportamiento. La definición del comportamiento de la estructura ante diferentes niveles de solicitaciones parece ser una forma viable para la evaluación de los diseños realizados por los ingenieros. Los índices de daño son un apoyo en este sentido ya que con ellos se pueden establecer los niveles de daño que se esperan en la estructura, si con anterioridad se han podido establecer límites a los diversos tipos de comportamiento. Detalles de la aplicación de los índices de daño al diseño pueden ser encontradas en Park, 1987b¹; Teran, 1997²; Cruz, 2004³;

¹ Damage-limiting aseismic design of buildings. Park, Y. J., Ang, A. H. Wen Y.K. 1987.

² Energy Concepts and Damage Indices. Teran, A. 1997.

³ Design of Reinforced Concrete Frames with Damage Control. Cruz, M. 2004.

Pero, La aplicabilidad de los índices de daño existentes está limitada actualmente por 2 grandes deficiencias¹:

- Muy poca calibración de los índices se ha llevado a cabo contra daño observado en ensayos de laboratorio o investigaciones Post-Sismo, por lo tanto el significado físico correspondiente a los valores numéricos no es aún totalmente claro.
- Los índices están basados en su mayoría en la suposición de un modo de falla por flexión, sin embargo, las estructuras diseñadas incluso por códigos actuales a menudo fallan por corte o por una combinación de corte y flexión. La capacidad de los índices para modelar daño debido a otros mecanismos diferentes a la flexión aún no se ha probado.

Por último, los índices de daño pueden ser clasificados en locales dependiendo de si fueron pensados para elementos particulares, índices locales, o para la estructura completa, índices globales. También se puede encontrar en la literatura, índices de daños económicos, los cuales por lo general relacionan el costo de reparar la estructura al costo de reemplazarla. Aunque el conocimiento de esta información puede ser deseado, su determinación exacta es difícil y es usualmente relacionada a algún parámetro de respuesta física.

4.4.1 ÍNDICES DE DAÑO LOCALES

Estos índices están comúnmente normalizados en valores que van desde 0 a 1. Correspondiendo el valor cero al estado sin daño y el valor de uno el estado de colapso. Pueden ser clasificados en índices acumulativos y no acumulativos, según si consideran o no, que el daño es el resultado de todos los ciclos a los cuales es sometida la estructura. Los índices no acumulativos suponen que el daño es debido a

¹ Evaluation of Seismic Damage Indices for Concrete Elements Loaded in Combined Shear and Flexure. Williams, M.S, Villemure, I. Sexsmith, R.G. 1997.

los valores picos de una deformación específica tal como la rotación del elemento o el desplazamiento del miembro. Mientras que los índices acumulativos toman en cuenta la acumulación del daño sufrido durante la carga dinámica. Esto es logrado a través de formulaciones de fatigas de bajo ciclo o cálculos de la energía absorbida por el sistema durante la carga. En ambos casos se considera que para comportamiento elástico el daño sufrido es cero.

4.4.1.1 INDICES DE DAÑO NO ACUMULATIVOS

Uno de los primeros, y aún utilizado como indicador de daño, es la ductilidad. La cual se define como la capacidad de deformación inelástica sin fractura total y sin pérdida significativa de resistencia. La ductilidad puede ser definida en términos de la rotación, la curvatura o el desplazamiento. La ductilidad rotacional es definida como el cociente de la máxima rotación en el extremo de un miembro a la máxima, θ_m , al valor de fluencia, θ_y , así:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad \text{Ec 4.1}$$

La ductilidad de curvatura es definida como la relación entre la curvatura máxima de la sección más dañada a lo largo del elemento, ϕ_m , a la curvatura de fluencia ϕ_y :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad \text{Ec 4.2}$$

A nivel estructural es común utilizar la ductilidad de desplazamiento:

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_y} \quad \text{Ec 4.3}$$

Un problema con la ductilidad es que asume que el daño estructural ocurre solo debido a la máxima deformación, sin tener en cuenta los demás ciclos a los que es sometida la estructura ni la energía disipada. A pesar de esto en el estudio hecho por Williams et al, 1997, se encontró que el daño era primeramente dependiente del nivel de deformación, mientras que los ciclos de carga tenían un efecto muy pequeño.

Powell y Allahabadi¹ propusieron un índice de daño en función del desplazamiento o la ductilidad:

$$DI = \frac{u_{\text{más}} - u_y}{u_u - u_y} = \frac{\mu_{\text{max}} - 1}{\mu_u - 1} \quad \text{Ec 4.4}$$

Donde μ es la ductilidad alcanzada debido al sismo y μ_m es la ductilidad última bajo carga monotónica.

Toussi y Yao² propusieron un índice de daño definido como la relación entre el máximo desplazamiento de entrepiso, Δ_i , y la altura del piso, h . Esta relación ha sido ampliamente utilizada como un indicador de las demandas de deformación sobre la estructura.

Índices de daño basados en degradación de rigidez fueron propuestos con el fin de solucionar algunas de las deficiencias características de los modelos anteriores. Uno de ellos es la relación de daño flexional propuesta por Banon et al³, como se define a continuación:

$$FDR = \frac{k_o}{k_m} \quad \text{Ec. 4.5}$$

¹ Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures. Powell, G., Allahabadi, R. 1988.

² Hysteresis Identification of Existing Structures. Toussi, S. Yao, J. 1983.

³ Seismic Damage of Reinforced Concrete Frames. Banon, H., Biggs, J., Irvine, H. 1981.

Donde k_o es la rigidez inicial (calculada considerando flexión antisimétrica) y k_m es la rigidez que corresponde a la deformación máxima, como se muestra en la figura 4.9.

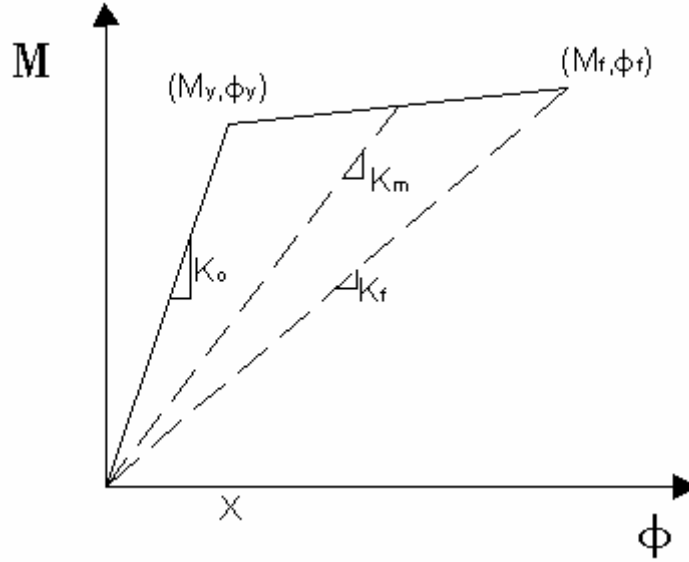


Figura 4. 9. Degradación de la rigidez

Roufaiel y Meyer¹ propusieron una forma modificada de la relación de daño flexional, definida como el incremento en flexibilidad entre la condición inicial y el instante de máxima deformación dividido por el incremento en la flexibilidad en la falla. Así:

$$FDR = \frac{k_f (k_m - k_o)}{k_m (k_f - k_o)} \quad \text{Ec 4.6}$$

Donde k_o y k_m es como se definió anteriormente y k_f es el valor correspondiente a la falla (Figura 4.9). El FDR es tomado como el valor más grande alcanzado durante los ciclos de cargas en un sentido y el otro.

Un índice de daño basado en ductilidad y degradación de la rigidez fue propuesto por Khashaee¹, el cual toma la siguiente forma:

¹ Analytical Modelling of Hysteresis Behaviour of R/C. Roufaiel, M., Meyer, C. 1987.

$$ID = \frac{1 - \mu^{-1}}{1 - \mu_u^{-1}} \quad \text{Ec 4.7}$$

Donde μ es la ductilidad alcanzada debido al sismo y μ_m es la ductilidad última bajo carga monotónica.

4.4.1.2 INDICES DE DAÑO ACUMULATIVOS

Como una extensión del concepto de ductilidad para cargas repetidas, Banon y Veneziano² propusieron la deformación acumulada normalizada (NCD) como un indicador de daño. Este índice es definido como la relación de la suma de todos los ciclos medios de todas las deformaciones plásticas máximas a la deformación de fluencia, así:

$$NCD = \sum_{i=1}^m \frac{|u_{pi}|}{u_y} \quad \text{Ec 4.8}$$

Stephen and Yao³ propusieron un índice calculado de incrementos en la deformación inelástica. Incrementos de desplazamiento positivos y negativos, $\Delta\delta_p^+$ y $\Delta\delta_p^-$ son determinados para ciclo completo (Figura 4.10). El índice viene dado por la siguiente expresión:

$$D = \sum \left(\frac{\Delta\delta_p^+}{\Delta\delta_f} \right)^{1-br} \quad \text{Ec 4.9}$$

¹ Damage-Based Seismic Design of Structures; Payam Khashaei; 2004.

² Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures. Banon, H., Veneziano, D. 1982.

³ Damage Assessment Using Response Measurement. Stheppen, J., Yao ,J.1987

Donde $r = \Delta\delta_p^+ / \Delta\delta_p^-$, $\Delta\delta_f$ es el valor de $\Delta\delta_p^+$ en un ensayo de un ciclo llevado a la falla, y b es una constante con un valor recomendado de 0.77.

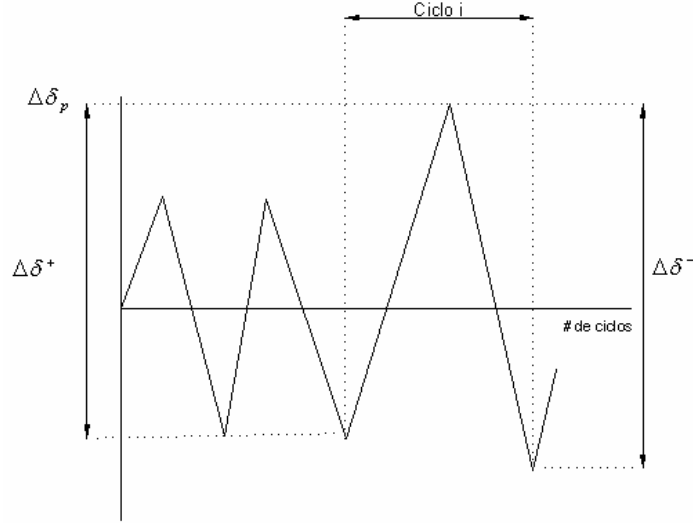


Figura 4. 10. Incrementos de desplazamiento plástico (Stephen y Yao, 1987)

Un modelo simple de daño acumulado fue propuesto por Wang y Shah¹ en el cual la tasa de de acumulación de daño se asume proporcional al daño ya ocurrido en forma exponencial:

$$D = \frac{\exp(s\alpha) - 1}{\exp(s) - 1}, \quad \alpha = c \sum_i \frac{\delta_{m,i}}{\delta_f} \quad \text{Ec 4.10}$$

Donde s y c son constantes definidas por el usuario con valores recomendados de $c = 0.1$ y s dependiendo del grado de refuerzo a cortante. Tomando un valor de 1 para miembros de concreto bien reforzado y -1 para miembros pobremente reforzados.

Chung et al² usaron una formulaciones de fatiga combinadas con una definición más sofisticada del significado de falla. Dado un diagrama de momento curvatura para

¹ Reinforced Concrete Hysteresis Model Based in the Damage Concept. Wang, M., Shah, S. 1987.

² Modeling of Concrete Damage. Chung, Y., Meyer, C., Shinozuka, M. 1989.

carga monotónica con punto de falla (M_f, ϕ_f) , la reducción del momento en el punto de falla ΔM_f es definida como se muestra en la figura 4.11

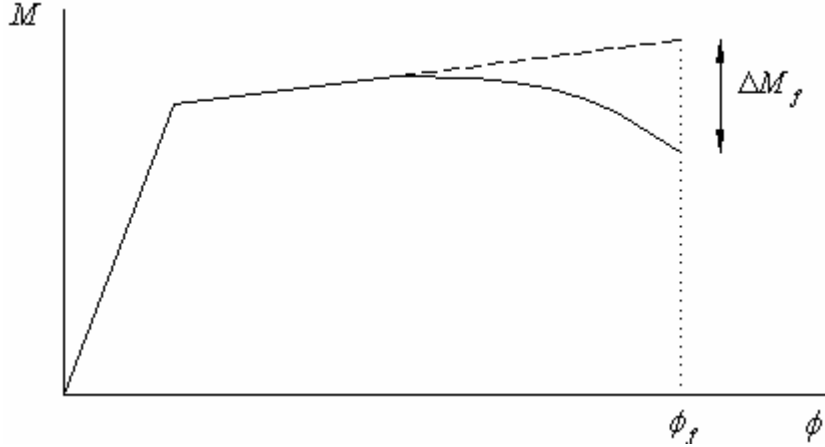


Figura 4. 11. Definición de falla a flexión bajo carga monotónica (Chung et al. 1987)

La pérdida de resistencia debido a carga cíclica está dada por:

$$\Delta M_i = \Delta M_f \left(\frac{\phi_i - \phi_y}{\phi_f - \phi_y} \right)^{1.5} \quad \text{Ec 4.11}$$

La potencia de 1.5 se refiere a que el potencial de daño de las deformaciones plásticas más grandes es mayor que el de las deformaciones pequeñas. La envolvente de falla para el diagrama momento-curvatura es definida como:

$$M_{f,i} = M_f \frac{2\Phi_i}{\Phi_i + 1}; \quad \Phi_i = \frac{\phi_i}{\phi_f} \quad \text{Ec 4.12}$$

Como se muestra en la figura 4.12 la falla ocurre cuando la curva degradada momento-curvatura intersecta la envolvente de falla. Para ciclos de amplitud constante, el número de ciclos para llegar a la falla es:

$$n_{f,i} = (M_i - M_{f,i}) / \Delta M_i \quad \text{Ec 4.13}$$

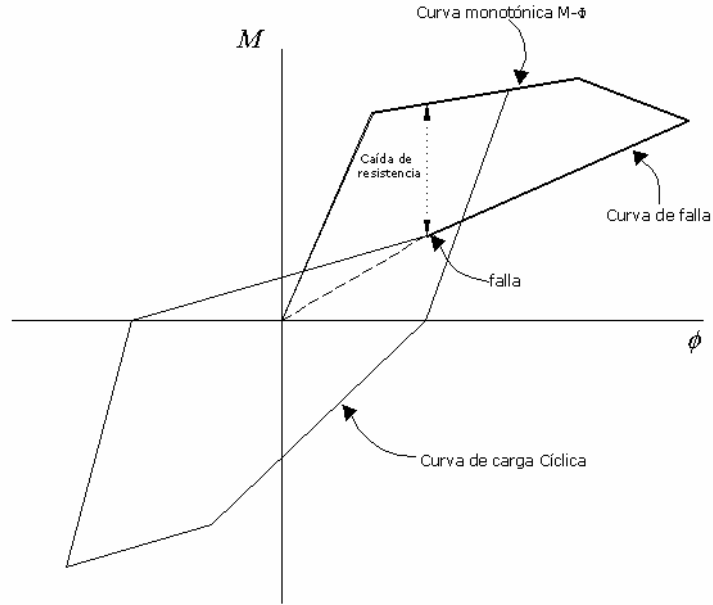


Figura 4. 12. Definición de falla a flexión bajo carga cíclica

Para el cálculo del daño se aplica la regla de Miner modificada por la inclusión de coeficientes de ponderación. Los ciclos de deformaciones positivos y negativos independientemente, así:

$$D = \sum \left[w_i^+ \frac{n_i^+}{n_{f,i}^+} + w_i^- \frac{n_i^-}{n_{f,i}^-} \right] \quad \text{Ec 4.14}$$

siendo los coeficiente de ponderación definidos como se muestra a continuación:

$$w_i^+ = \frac{\sum_{j=1}^{n_i^+} k_{ij}^+}{n_i^+ k_{i,ave}^+} * \frac{\phi_i^+ + \phi_{i-1}^+}{2\phi_i^+} \quad \text{Ec 4.15}$$

donde $k_{i,ave}$ es la rigidez promedio de un espécimen llevado a la falla en un ciclo de amplitud i . El subíndice j se refiere al j -avo ciclo de nivel de amplitud i . La definición de los coeficientes de ponderación para ciclos de carga negativos se

hace en forma análoga a los ciclos de carga positivos, simplemente es cambiar el signo positivo por el signo negativo.

La degradación en el comportamiento histerético resultante de este modelo ha mostrado correlación con numerosos resultados de ensayos a flexión. Sin embargo, la calibración del índice de daño contra observaciones de daño físico es limitada.

Mehanny and Deierlein¹ desarrollaron un índice de daño basado en ductilidad que toma en cuenta el daño acumulado y la historia de cargas:

$$D_{\theta}^{+} = \frac{\left(\theta_p^{+}|_{actualPHC}\right)^{\alpha} + \left(\sum_{i=1}^{n^{+}} \theta_p^{+}|_{FHC,i}\right)^{\beta}}{\left((\theta_f - \theta_y)^{+}\right)^{\alpha} + \left(\sum_{i=1}^{n^{+}} \theta_p^{+}|_{FHC,i}\right)^{\beta}} \quad Ec 4.16$$

Donde las componentes de las deformaciones inelásticas son clasificadas como primarias o secundarias y son acumuladas sobre la historia de carga. PHC (Ciclo medio primario) identifica un ciclo medio con una amplitud que excede todos los ciclos previos; FHC, los ciclos medios secundarios, se refiere a todos los ciclos subsecuentes de una amplitud más pequeña (Figura 4.13) ; $(\theta_f - \theta_y)^{+}$ es la capacidad de rotación plástica (dirección positiva) bajo carga monotónica en la falla; α y β son coeficientes de calibración. El daño debido a la deformación en la dirección contraria (negativa) se calcula de forma similar y es denotado como D_{θ}^{-} . Estos dos índices son combinados en un solo índice de daño, así:

$$D_{\theta} = \sqrt[\gamma]{\left(D_{\theta}^{+}\right)^{\gamma} + \left(D_{\theta}^{-}\right)^{\gamma}} \quad Ec 4.17$$

¹ Seismic Damage and Collapse Assessment of Composite Moment Frames. Mehanny, S., Deierlein, G. 2001.

donde γ es un parámetro de calibración. La falla es definida cuando $D_\theta \geq 1$.

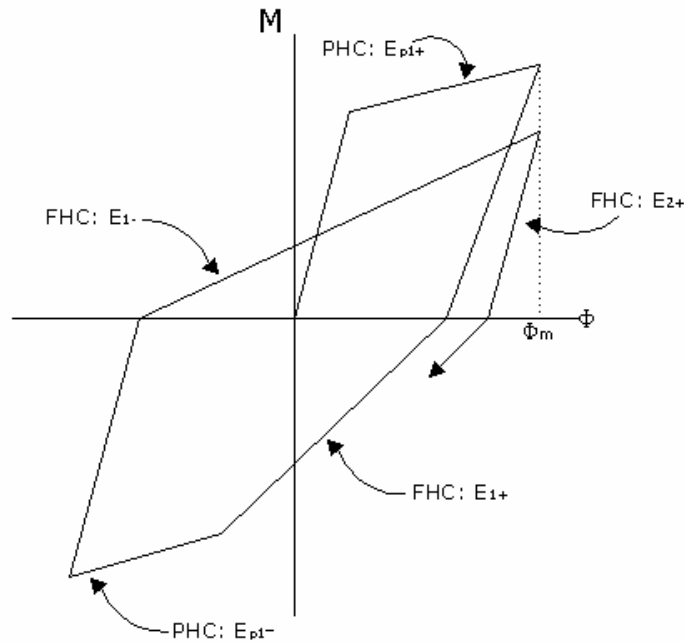


Figura 4. 13. Definición de ciclos medios primarios (PHC) y secundarios (FHC)

4.4.1.3 ÍNDICES DE DAÑO BASADOS EN ENERGÍA

La absorción de energía fue primero adoptada como una medida de daño por Gosain et al¹ quienes propusieron la siguiente relación de energía acumulada:

$$D_e = \sum_i \frac{F_i \delta_i}{F_y \delta_y} \quad \text{Ec 4.18}$$

únicamente los lazos histeréticos para los cuales $F_i/F_y = 0.75$ son incluidos en la sumatoria. Para alcanzar una correlación aceptable con daño observado, Gosain et al introducen términos modificadores para tener en cuenta los efectos del cortante y de la carga axial.

¹ Shear Requirements for Load Reversals on RC Members. Gosain, N., Brown, R. Jirsa, J. 1977.

Banon and Veneziano¹ propusieron la energía disipada acumulada normalizada como un indicador de daño. El NHE es definido como la relación total de la energía disipada en la deformación inelástica que sería almacenada por un miembro. Así:

$$NHE = \int_0^{t_m} \frac{M(\tau) * \theta(\tau)}{E_c} d\tau \quad Ec. 4.19$$

donde $M(\tau)$ y $\theta(\tau)$ son los valores de momento y rotación correspondientes a un tiempo dado, E_c es la capacidad de energía elástica que posee el miembro, y t_m es el tiempo al final del movimiento.

Kratzig et al² propusieron un índice de daño basado en la energía histerética absorbida por un miembro. El primer ciclo de carga a una amplitud cualquiera es denominado ciclo medio primario, los ciclos siguientes con una amplitud igual o menor se denominan ciclos medios secundarios (Figura 4.13). El término de daño para los ciclos positivos es definido como:

$$D^+ = \frac{\sum_i E_{p,i}^+ + \sum_i E_i^+}{E_f^+ + \sum_i E_i^+} \quad Ec. 4.20$$

Donde $E_{p,i}^+$ es la energía absorbida en un ciclo medio primario, E_i^+ es la energía de un ciclo medio secundario y E_f^+ es la energía absorbida en un ensayo monotónico llevado a la falla. De la misma forma es definido el índice para ciclos medios negativos, el índice de daño del miembro está dado por:

$$D = D^+ + D^- - D^+ D^- \quad Ec. 4.21$$

¹ Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures. Banon, H., Veneziano, D. 1982.

² Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading. Kratzig, W., Meyer, I., Meskouris, K. 1989.

Ranhama¹ propuso un indicador de daño basado en la constante de deterioro β la cual está en función de la energía histerética disipada y la capacidad de disipación de energía histerética de la estructura. El índice de daño viene dado por:

$$D = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - \beta_i) \quad \text{Ec 4.22}$$

Donde D es el indicador de daño debido al deterioro de la resistencia, n es el número de excursiones, β_i es el parámetro de deterioro durante la excursión i .

El parámetro β está dado por la siguiente expresión:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_j E_j} \right)^c \quad \text{Ec 4.23}$$

Donde: β_i es el parámetro que define la tasa de deterioro en la excursión i , E_i es la energía histerética disipada en la excursión i , E_t es la capacidad de disipación de energía histerética igual a $\gamma F_y \delta_y$, $\sum E_j$ es la energía histerética disipada en todas las excursiones previas, c es un exponente que define la tasa de deterioro, y γ es un parámetro dependiente del sistema.

4.4.1.4 ÍNDICES DE DAÑO COMBINADOS

Uno de los primeros índices de daño combinados fue el propuesto por Banon y Veneziano¹, el cual tiene la siguiente expresión:

¹ Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands. Ranhama, M., Krawinkler H. (1993).

$$I_D = \sqrt{\left(\frac{\delta_m}{\delta_y} - 1\right)^2 + \left(1.1 \left(2 \frac{E_h}{F_y \delta_y}\right)^{0.38}\right)^2} \quad \text{Ec 4.24}$$

donde δ_m es el desplazamiento máximo debido al sismo, δ_y es el desplazamiento de fluencia, E_h es la energía histerética disipada y F_y es la fuerza máxima que soporta la estructura en el rango elástico. El índice arroja un valor de cero en el rango elástico, pero no tiene un límite superior.

Uno de los índices más conocido y utilizado fue el propuesto por Park y Ang² el cual es una combinación lineal entre la deformación normalizada y la absorción de energía:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad \text{Ec 4.25}$$

donde δ_m es la deformación máxima debida el sismo, δ_u es deformación última bajo carga monotónica, β es un parámetro de degradación de la resistencia, dE es el incremento en la energía absorbida, Q_y es la fuerza de fluencia. En el capítulo 5 se presenta una descripción detallada del modelo y algunas modificaciones que se han propuesto.

Otro modelo de daño combinado fue propuesto por Bracci et al³. Ellos definieron el potencial de daño D_p como el área total entre la curva carga-deformación monotónica y la envolvente de falla por fatiga (Figura 4.14). A medida que el daño se incrementa la curva carga-deformación se degrada, resultando en el daño por

¹ Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures. Banon, H., Veneziano, D. 1982.

² Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete Buildings. Park, Y. J., Ang, A. H. 1985.

³ Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation on RC Structures. Bracci, J., Reinhorn, A., Mander, J. Kunnath, S. 1989.

resistencia D_s , y una deformación irrecuperable ocurre, causando la deformación por daño D_d . Estos parámetros de daño son dados por las áreas sombreadas en la figura 4.14a

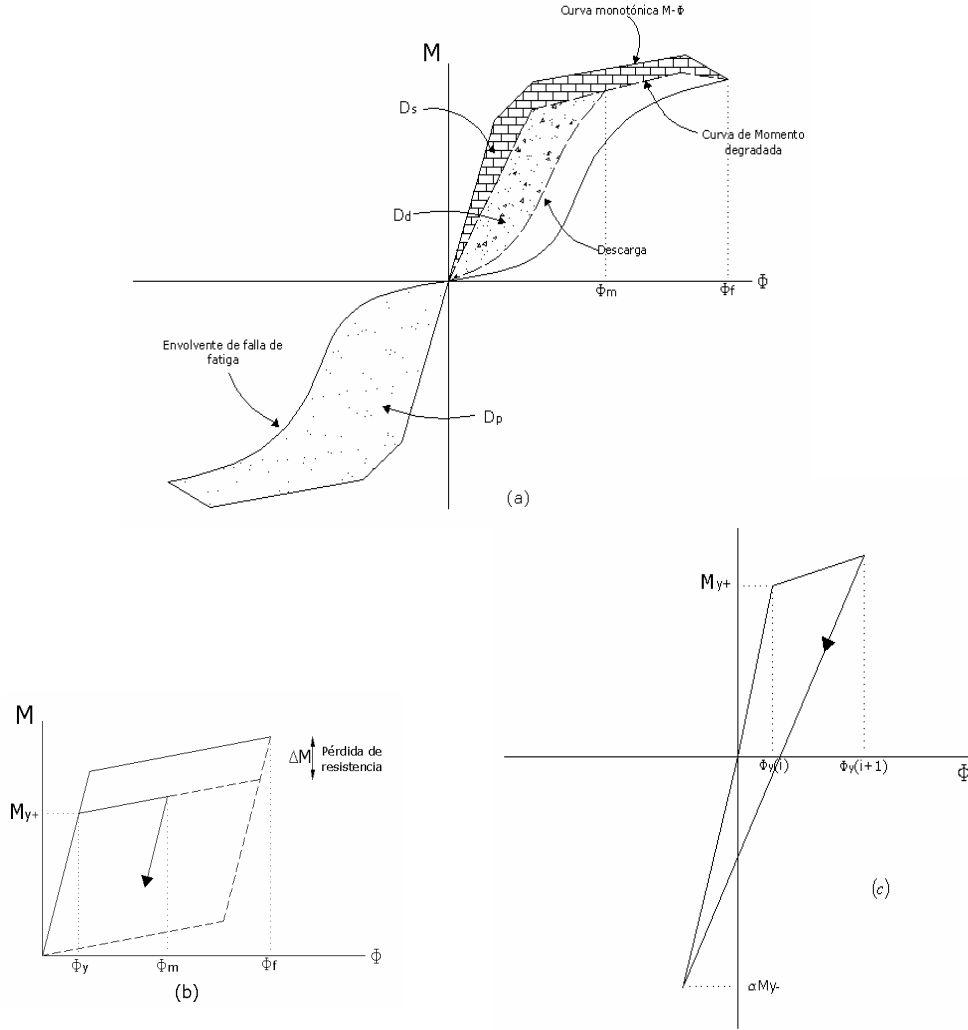


Figura 4. 14. Características de Momento-Curvatura para el índice de Bracci et al. 1989

Para el propósito de su estudio, Bracci et al uso la relación de momento-curvatura bilineal simplificada mostrada en la figura 4.14b. La pérdida de resistencia y la deformación plástica pueden ser definidas como:

$$D_M = \frac{\Delta M}{M_y}, \quad D_\phi = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_f - \phi_y} \quad \text{Ec 4.26}$$

respectivamente. El índice de daño es expresado como:

$$D = \frac{D_s + D_d}{D_p} = \frac{\Delta M(\phi_f - \phi_y) + (M_y - \Delta M)(\phi_m - \phi_y)}{M_y(\phi_f - \phi_y)} = D_M + D_\phi - D_M D_\phi \quad \text{Ec 4.27}$$

Bracci *et al* sugirieron un método de cálculo para D_ϕ en la cual el valor de la curvatura de fluencia es modificado después de cada ciclo, tomando en cuenta tanto las deformaciones inelásticas como el efecto de la degradación de la rigidez como se muestra en la figura 4.14c. La degradación de la rigidez es calculada a partir de:

$$\Delta M = \frac{c \int dE}{\phi_y} \quad \text{Ec 4.28}$$

Donde c es definido por una ecuación de regresión en términos de la carga axial, las relaciones de acero longitudinal y de confinamiento, y la resistencia de material.

Reinhorn y Valles¹ desarrollaron un modelo basado en consideraciones de respuestas estructurales básicas y reglas para fatiga de bajo ciclo:

$$ID = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{\left(1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)}\right) F_y} \quad \text{Ec 4.29}$$

Donde δ_u es la deformación, rotación o curvatura máxima experimentada; δ_y es la capacidad de deformación de fluencia; δ_u es la capacidad de deformación última; F_y es la resistencia a la fluencia; y E_h es la energía histerética disipada acumulada.

¹ Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach. Reinhorn, A.M., Valles, R. E. 1995.

Las capacidades últimas y de fluencia pueden ser determinadas a partir de análisis pushover.

4.4.2 INDICES DE DAÑO GLOBALES

El estado de daño completo de una estructura depende tanto de la distribución como de la severidad del daño localizado. En general los índices de daño son formulados a partir de la combinación de índices locales a través de toda la estructura, o considerando alguna característica estructural.

4.4.2.1 ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES A PARTIR DE LA PONDERACION DE ÍNDICES LOCALES

Para la determinación de un índice de daño global a partir de índices de daño local se utilizan reglas de ponderación. Una de las más utilizadas es la regla de ponderación de Park y Ang¹ la cual toma un promedio de los índices locales, ponderados por la absorción local de energía. El índice de daño para un piso de la estructura viene dado por:

$$D_{piso} = \frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \quad Ec\ 4.30$$

Donde D_i es el índice de daño local en el elemento i , y E_i es la energía absorbida por dicho elemento. El índice de daño global puede ser calculado a partir de los índices de piso de la misma forma. Como los elementos con índices de daño mayores también absorben grandes cantidades de energía, este sistema le da un alto valor de ponderación a los elementos más dañados. En muchos casos esto es

¹ Damage-limiting aseismic design of buildings. Park, Y. J., Ang, A. H. Wen Y.K. 1987.

lógico ya que una estructura probablemente no permanecerá en servicio si una parte considerable de ella ha sufrido daño severo.

Bracci et al¹ presentaron una definición más generalizada del índice de daño de piso:

$$D_{\text{piso}} = \frac{\sum w_i D_i^{(b+i)}}{\sum w_i D_i^b} \quad \text{Ec 4.31}$$

En este sistema de ponderación un valor alto b resultará en un mayor énfasis sobre los elementos dañados severamente, mientras que los pesos w_i permiten la dependencia de algún otro parámetro que sea introducido. Bracci et al definieron estos pesos como la carga gravitatoria soportada por el elemento i dividido en el peso total de la estructura. En su forma más sencilla con $w_i = 1$ y $b = 1$ la ecuación 4.30 se reduce a:

$$D_{\text{piso}} = \frac{\sum D_i^2}{\sum D_i} \quad \text{Ec 4.32}$$

4.4.2.2 ÍNDICES DE DAÑO BASADOS EN PARAMETROS MODALES

La determinación del daño de una estructura puede ser determinada a partir de los cambios de los parámetros modales durante el sismo. La evaluación del daño podría estar basada únicamente en frecuencias/períodos naturales, lo cual brinda información del estado total de daño de la estructura, o podría involucrar el uso de formas modales para localizar el daño.

¹ Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation on RC Structures. Bracci, J., Reinhorn, A., Mander, J. Kunnath, S. 1989.

Entre las primeras investigaciones en este sentido se encuentra el índice propuesto por Roufaiel y Meyer¹ quién propuso una relación entre la deformación al nivel del techo y el correspondiente cambio en la frecuencia fundamental:

$$D_{global} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{14.2\delta_y (\sqrt{f_{und}/f_{dam}} - 1)}{\delta_f - \delta_y} \quad Ec 4.33$$

Donde f_{und} y f_{dam} son, respectivamente, la frecuencia fundamental de la estructura antes y después de ser dañada.

DiPasquale et al² definieron una serie de índices de ablandamiento basados en el período fundamental de la estructura durante un sismo. Estos índices son:

El índice de ablandamiento Máximo:

$$D_m = 1 - \frac{T_o}{T_m} \quad Ec 4.34$$

El índice de ablandamiento Plástico:

$$D_{pl} = 1 - \frac{T_f^2}{T_m^2} \quad Ec 4.35$$

El índice de ablandamiento Final:

$$D_f = 1 - \frac{T_o^2}{T_f^2} \quad Ec 4.36$$

¹ Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes. Roufaiel, M., Meyer, C.

² Relation between Global Damage Indices and Local Stiffness Degradation. Dipasquale, E., Ju, J., Cakmak, A. 1990.

Donde T_o es el período de la estructura al comienzo del sismo, T_m es el máximo período de la estructura durante el sismo y T_f es el período de la estructura al finalizar el movimiento sísmico (Ver Figura 4.15).

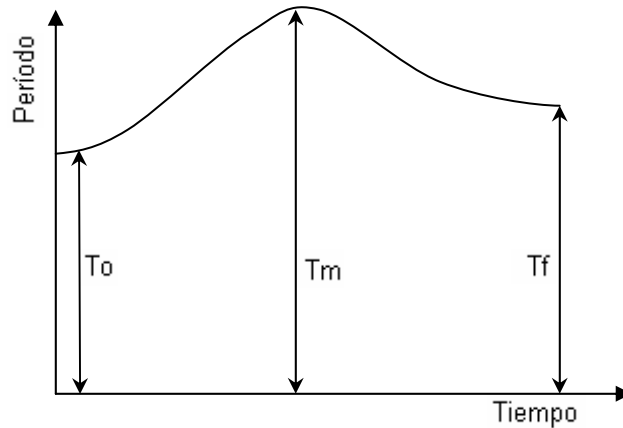


Figura 4. 15. Variación del período fundamental de una estructura durante un sismo (Dipasquale et al. 1990)

En su estudio Dipasquale et al mostraron que el índice de ablandamiento final es aproximadamente igual a la reducción promedio de la rigidez de la estructura. El ablandamiento plástico es esencialmente una medida de la deformación plástica y la interacción suelo estructura que ocurre durante el sismo, mientras que el índice de ablandamiento máximo es una combinación de la degradación de la rigidez y los efectos plásticos. Este último es considerado el mejor indicador del estado global de daño¹

Mork² presentó una extensión del índice de ablandamiento máximo mediante la inclusión del segundo modo. Define dos parámetros de daño

$$D_1 = 1 - \sqrt{\frac{k_{1,m}}{k_{1,und}}}, \quad D_2 = 1 - \sqrt{\frac{k_{2,m}}{k_{2,und}}} \quad \text{Ec 4.37}$$

¹ Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A state-of-the-Art Review. Williams, M.S., Sexsmith, R.G. 1995.

² Stochastic Analysis of Reinforced Concrete Frames under Seismic Excitation. Mork, K. 1992.

donde los valores de k representan la rigidez de dos resortes de un sistema de dos grados de libertad con masas iguales y cuyos períodos son los mismos que los dos primeros períodos de la estructura real. k_1 y D_1 representan la parte inferior de la estructura y k_2 y D_2 la parte superior de la misma. Esto hace posible una determinación aproximada de la distribución del daño.

4.4.2.3 ÍNDICES DE DAÑO BASADOS EN CAPACIDAD RESISTENTE

Para el cálculo de estos índices debe construirse la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis Pushover, relacionando el cortante basal V con la deformación de techo d . De este análisis deben obtenerse el punto de fluencia y el punto de capacidad última.

Roufaiel y Meyer¹ propusieron el siguiente índice de daño global:

$$GDP = \frac{d_R - d_Y}{d_F - d_Y} \quad \text{Ec. 4.38}$$

Donde d_R es el máximo desplazamiento de techo; d_Y es el desplazamiento de techo en el cual el primer miembro de la estructura alcanza la fluencia, asumiendo que la estructura se desplaza solamente por el primer modo; d_F es el desplazamiento de techo para el cual se asume la falla. Para establecer el punto de falla de la estructura es necesario establecer algún criterio. En ese mismo estudio se propuso tomar $d_F = 0.06H$ donde H es la altura del edificio.

¹ Analytical Modelling of Hysteresis Behaviour of R/C. Roufaiel, M., Meyer, C. 1987.

Hasselman et al¹ propusieron un índice de daño global en función del esfuerzo de corte en la base:

$$I_D = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad \text{Ec. 4.39}$$

Donde V_m es el cortante basal máximo en la respuesta dinámica.

Los dos índices anteriores están normalizados entre 0 y 1 para representar los estados sin daño y de colapso respectivamente

¹ Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment. Hasselman, T., Eguchi, R., Wiggins, J. 1980.

5. ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG

5.1. INTRODUCCIÓN

El modelo de daño de Park y Ang, 1985¹, fue desarrollado para el cálculo del índice de daño en estructuras de concreto reforzado en función de la deformación máxima y de la energía histerética disipada durante un movimiento sísmico. Desde ese entonces ha sido la metodología más utilizada para la valoración de daño estructural gracias a su fuerte base física y a la calibración que se ha realizado contra daño. En el presente capítulo se define formalmente la deducción de la metodología, se plantean algunas modificaciones realizadas al modelo original y se aplica a una estructura existente en el área metropolitana de la ciudad de Bucaramanga mediante el uso de la herramienta computacional IDARC-2D².

5.2. MODELO DE DAÑO

De acuerdo con el comportamiento dinámico del concreto reforzado, el daño estructural sísmico es expresado como una combinación lineal del daño causado por la deformación excesiva y la contribución del efecto de la carga cíclica repetitiva. Esto puede ser representado en términos del índice de daño, como

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad \text{Ec. 5. 1}$$

¹ Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete Buildings. Y.J Park , A. H. S. ANG , 1985.

² Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures; State University of New York at Buffalo, Department of Civil Engineering; July 2004

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \beta \int \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_c(\delta)} \quad \text{Ec. 5. 2}$$

En donde, δ_M = deformación máxima debida el sismo; δ_u = deformación última bajo carga monotónica; Q_y = fuerza de fluencia calculada (si la fuerza máxima, Q_u , es más pequeña que Q_y , Q_y se reemplaza por Q_u); $E_c(\delta)$ = energía histerética por ciclo de carga en la deformación δ ; dE = incremento en la energía histerética absorbida; α , β = parámetros no negativos.

Bajo una respuesta elástica, el valor de D sería teóricamente cero. Sin embargo, las ecuaciones 5.1 o y 5.2 pueden dar valores diferentes de cero pero insignificanamente pequeños en el rango elástico.

El daño estructural, por consiguiente, es una función de las respuestas δ_M y dE que dependen de la historia de carga, mientras que los parámetros α , β , δ_u , Q_y y $E_c(\delta)$ son independientes de la historia de carga. En la ecuación 5.2, el efecto de la carga cíclica a diferentes niveles de deformación es tomado en cuenta, mientras que en la ecuación 5.1 tales efectos se asumen uniformes en todos los niveles de deformación.

Los valores del índice de daño, D , para $D \geq 1.0$ significan un colapso completo o daño total en la estructura.

5.3. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO

El modelo de daño propuesto en la ecuación 5.1 contiene 3 parámetros δ_u , Q_y y β . y en la ecuación 5.2 se tienen 2 parámetros adicionales, α y $E_c(\delta)$. En su artículo Park y Ang utilizaron la ecuación 5.1 en vista de su simplicidad, evaluando los

parámetros requeridos en base a datos experimentales disponibles como se describe a continuación.

Determinación de δ_u – Cuando la falla frágil por cortante no es considerada, como en el caso de vigas y columnas muy delgadas, la deformación última puede ser evaluada de la relación esfuerzo-deformación del material. Sin embargo los elementos pueden fallar por cortante bajo cargas cíclicas aunque se espere una falla a flexión bajo cargas monotónicas. En otras palabras, todos los posibles modos de falla deben ser tomados en cuenta en la evaluación de δ_u cuando se involucre cargas cíclicas repetidas.

Debido a que la deformación de fluencia, δ_y , puede determinarse con buena exactitud, una forma práctica para el cálculo de la deformación última puede ser amplificar esta por el factor de ductilidad, μ_u , así:

$$\delta_u = \mu_u \delta_y \quad \text{Ec. 5. 3}$$

Los valores de δ_y y μ_u podrían ser determinados independientemente. La fluencia de un componente de concreto reforzado es definida como la primera fluencia en el refuerzo a tensión, o como el esfuerzo que se requiere en la fibra extrema a compresión en el concreto para exceder 1.5 veces el esfuerzo de aplastamiento e_u .

La deformación de fluencia está conformada por varias componentes. Ellas son la deformación por flexión, δ_f , la deformación debida a la pérdida de adherencia de las barras de refuerzo en su anclaje, δ_b , la deformación inelástica a cortante, δ_s , y la deformación elástica a cortante, δ_e ; así:

$$\delta_y = \delta_f + \delta_b + \delta_s + \delta_e \quad \text{Ec. 5. 4}$$

En donde δ_e puede ser evaluada por la teoría convencional de viga elástica. Los otros componentes se pueden evaluar como se muestra a continuación (Figura 5.1):

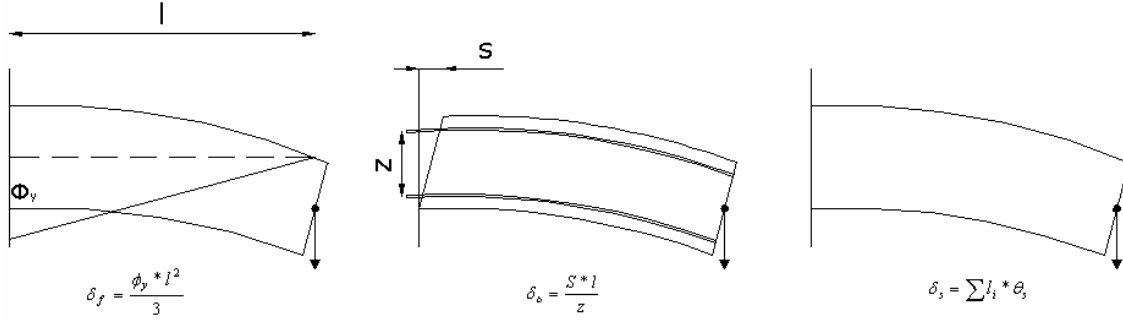


Figura 5.1. Tres componentes de la deformación inelástica en la fluencia¹.

Deformación por Flexión— La curvatura de fluencia puede ser razonablemente determinada, suponiendo la sección plana, y una distribución de la curvatura a lo largo del miembro aproximadamente lineal (Ecuación 5.5). Asumiendo que el concreto a compresión permanece elástico hasta la fluencia de las barras de refuerzo a tensión, se puede expresar la curvatura de fluencia para vigas de la siguiente manera:

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d} \quad \text{Ec. 5. 5}$$

$$\text{Donde: } k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (\rho + \beta_c \rho') \frac{1}{\alpha_y}} - (\rho + \rho') \frac{1}{2\alpha_y} \quad ; \quad \rho = \frac{a_t \sigma_y}{b d f'_c} \quad ; \quad \rho' = \frac{a_c \sigma_y}{b d f'_c} ;$$

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o} ; \text{ y } \beta_c = \frac{d_c}{d} .$$

Véase las figuras 5.2 y 5.3 para la definición de los parámetros. Debido a la inelasticidad del concreto y el efecto de las fuerzas axiales, la ecuación 5.5 tiende a

¹ Todas las figuras de la sección 5.3 se tomaron del artículo Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete Buildings. Y.J Park, A. H. S. ANG , 1985.

subestimar la curvatura real. Basados en resultados de análisis iterativos, Park y Ang, 1985, propusieron la siguiente mejora:

$$\phi_y = \left(1.05 + \left(\frac{0.45}{0.84 + 2\rho' - \rho} - 0.05 \right) \frac{n_o}{0.3} \right) \phi'_y \quad \text{Ec. 5. 6}$$

En donde $n_o = \frac{N}{f'_c * b * d}$; y N es la fuerza axial

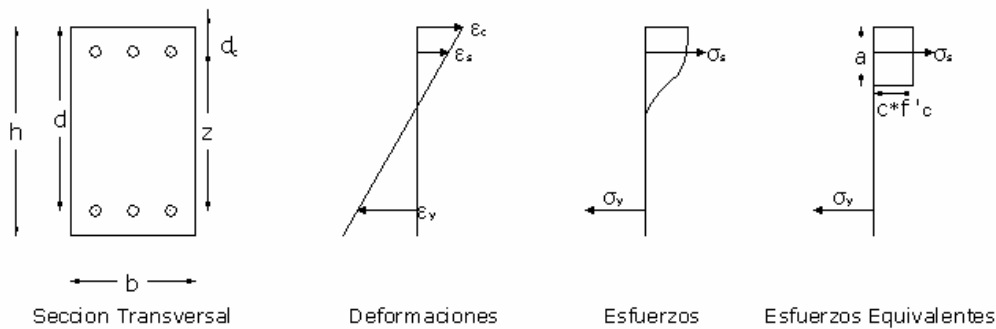


Figura 5. 2. Sección transversal del miembro

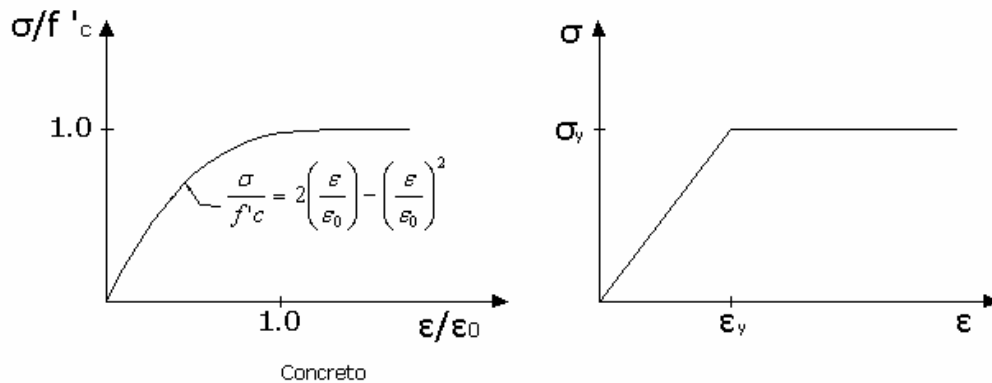


Figura 5. 3. Relación esfuerzo-deformación del material

Deformación debido a la pérdida de adherencia—Si se asume que la deformación del concreto en el anclaje es despreciable, la siguiente relación puede ser obtenida entre el esfuerzo de adherencia, τ , y la pérdida de adherencia, S:

$$\tau = \frac{AE_s}{\psi} \frac{d^2 S}{d^2 x} \quad \text{Ec. 5. 7}$$

En donde A = área de las barras de refuerzo; Ψ = perímetro de las barras de refuerzo; y E_s = modulo de elasticidad del acero. Usando la relación idealizada de la pérdida de adherencia mostrada en la figura 5.4, el esfuerzo en la barra de refuerzo en la cara del anclaje, σ_0 , es expresado como una función del desprendimiento normalizado:

$$\sigma_o = \sqrt{6Es} \lambda^{1/6} * \tau_M^{1/2} * S_n^{2/3} \approx 225.5 \tau_M^{1/2} * S_n^{2/3} \text{ (en Ksi)} \quad \text{Ec. 5. 8}$$

En donde $\lambda = S_o/D \approx 1/40$; y $S_n = S/D$ el desprendimiento (pérdida de adherencia) normalizado. Park y Ang, 1985, encontraron que para longitudes de anclajes mayores a $10D$, la ecuación 5.8 concordaba bien con los resultados experimentales. Además sobre la base de los resultados precedentes se concluyó que la pérdida de adherencia es principalmente función del grado de confinamiento del concreto, e independiente del esfuerzo de fluencia. Si se desea determinar la deformación debido a la pérdida de adherencia y no se tiene el grado de confinamiento un valor medio de $\tau_M = 1.2$ Ksi puede ser asumido

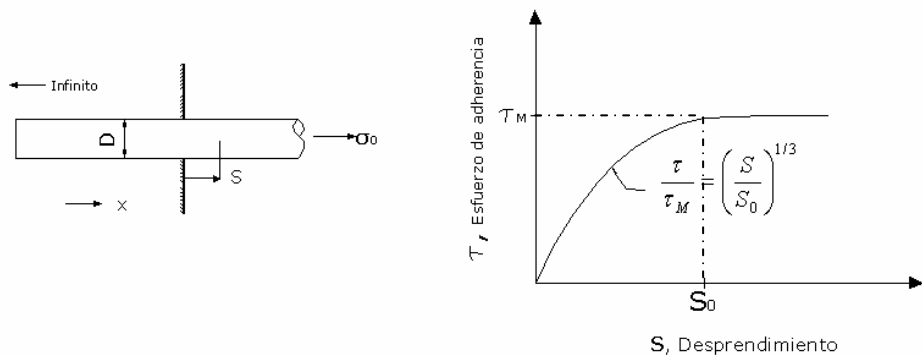


Figura 5. 4. Desprendimiento de la adherencia en el anclaje

Deformación Inelástica a cortante—La deformación por cortante, δ_s , puede ser obtenida despejándola en la ecuación 5.4. La proporción de la deformación por cortante con respecto a la deformación por flexión como una función de la relación entre la longitud y la altura efectiva del elemento l/d (*Shear span ratio*) es mostrada en la figura 5.5 para 244 vigas y columnas en las cuales la fluencia del refuerzo a tensión es claramente grabada. En vigas y columnas delgadas, la deformación por cortante no es importante; sin embargo como la relación $l/d \rightarrow 1$, la deformación por cortante se vuelve dominante.

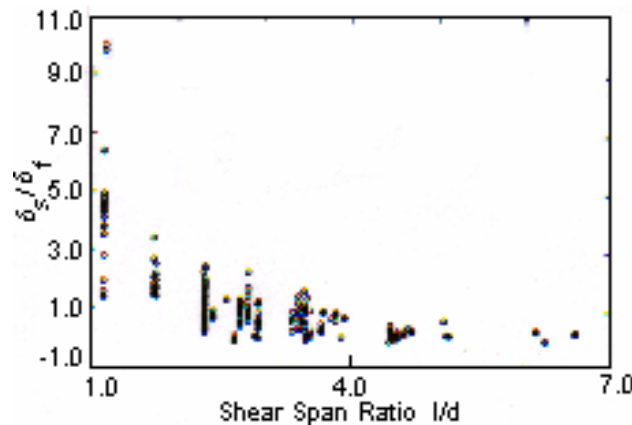


Figura 5. 5. Efecto de la relación longitud-altura efectiva sobre la deformación por cortante

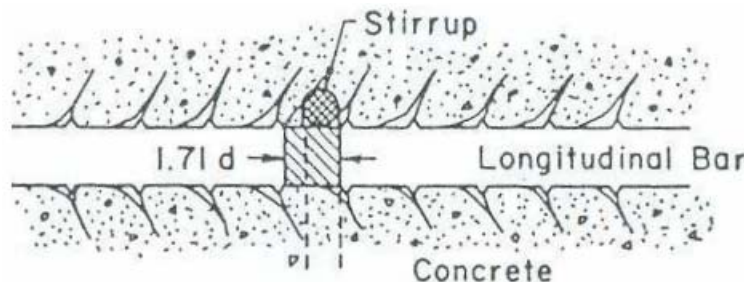


Figura 5. 6. Mecanismo de falla por adherencia

Es bien sabido que el esfuerzo de adherencia y la relación de estribos afectan la deformación por cortante. Park y Ang, 1985, indican que si se incrementa la relación

de estribos cerca del 1%, la deformación por cortante generalmente decrece; sin embargo, mayores relaciones de estribos no siempre aseguran dicho decremento.

La figura 5.6 muestra un conocido mecanismo de falla por adherencia. Como las aristas del refuerzo longitudinal se llevan contra el concreto que las rodea, fisuras microcónicas se forman alrededor de las barras con un ángulo de inclinación de cerca de 45°. La presencia de estribos reducirá los esfuerzos siendo transmitidos al concreto adyacente. Asumiendo que la parte sombreada de la barra longitudinal (figura 5.6) no es efectiva para la adherencia, el esfuerzo de adherencia promedio efectivo, τ_b , es:

$$\tau_b = \frac{\Delta T}{\psi(1-1.71nd)} \quad \text{Ec. 5.9}$$

En donde ΔT = la diferencia de fuerzas entre los extremos de un miembro calculado por análisis a flexión; ψ = perímetro del refuerzo longitudinal; l = longitud del miembro; n = número de parejas de estribos; y d = diámetro de los estribos. Por consiguiente, de acuerdo a la ecuación 5.9, un excesivo número de estribos resultaría en una reducción de la longitud efectiva de adherencia, y así incrementa el esfuerzo de adherencia. En la figura 5.7 se aprecia una débil relación positiva entre la deformación por cortante y el esfuerzo promedio de adherencia normalizado, $\tau_b / \sqrt{f'_c}$. Como se observó en las figuras 5.5 y 5.7 la dispersión en la deformación por cortante es alta si δ , es expresado como una función de un simple parámetro. Esta dispersión puede ser reducida por la expresión δ_s como una función de varios parámetros: l/d , τ_b , y ρ_w (cociente de estribos).

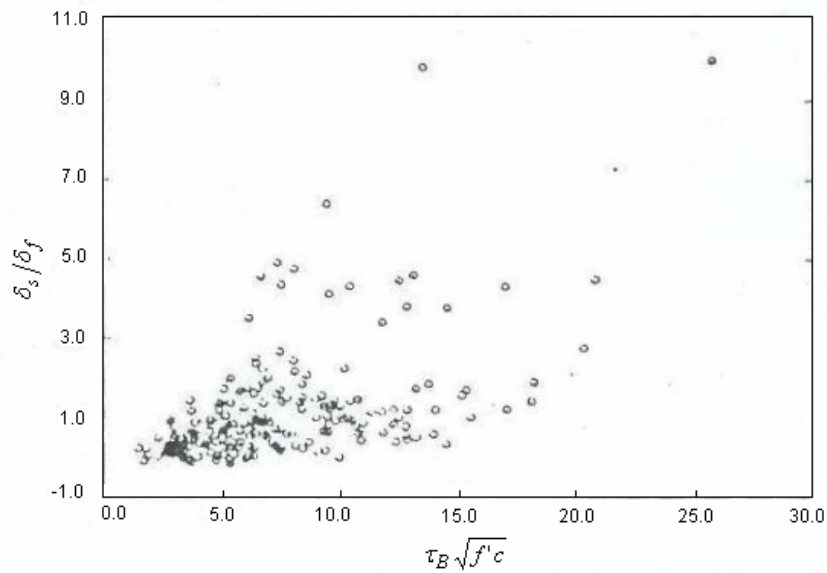


Figura 5. 7. Efecto del esfuerzo de adherencia sobre la deformación por cortante

Se puede asumir un modelo de agrietamiento por cortante. Cada grieta de cortante en un miembro se asume inclinada a 45° como se muestra en la figura 5.8 con una rotación por cortante idéntica, θ_s .

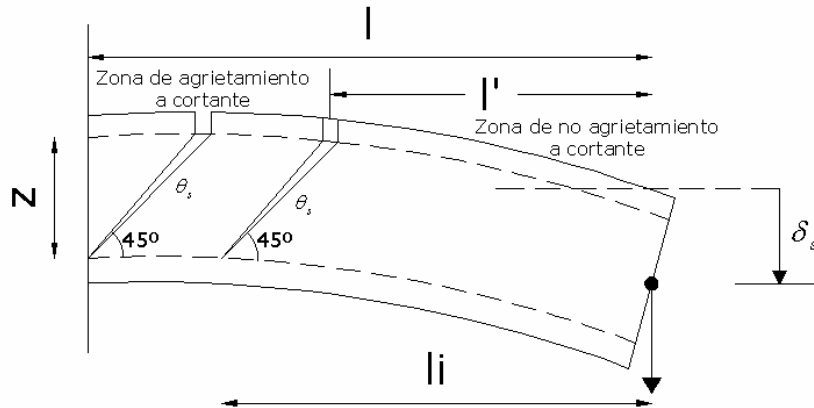


Figura 5. 8. Modelo de agrietamiento por cortante

La deformación por cortante de una viga en voladizo será:

$$\delta_s = \sum l_i * \theta_s \quad \text{Ec. 5. 10}$$

Donde l_i = la longitud del brazo medido desde el fin de la grieta de cortante.

La carga de agrietamiento por cortante, Q_c , será:

$$Q_c = \sqrt{f'c} * b * d + \frac{Mc}{l - \frac{d}{2}} \quad \text{Ec. 5. 11}$$

Mc = momento de agrietamiento a flexión. La ecuación 5.11 podría ser modificada para asumir la longitud de una zona sin agrietamiento por cortante, l' , con una tasa de ocurrencia de $p = 1/Z$ (ver figura 5.8). Resultando:

$$E[\delta_s] = E[\sum l_i] * \theta_s = \left(l + \frac{l^2 - l'^2}{2Z} \right) * \theta_s \quad \text{Ec. 5. 12}$$

en donde: $l' = \frac{M_c}{Q_c - \sqrt{f'c} * b * d} + Z$. Usando la ecuación 5.12, Park y Ang, 1985, evaluaron las rotaciones por cortante, θ_s , para 244 vigas y columnas. Basado en los resultados calculados, propusieron:

$$\theta_s = \frac{0.2}{\frac{l}{d} - 0.5}, \text{ como un porcentaje, para } u < 5 \text{ ó } \frac{l}{d} > 4 \quad \text{Ec. 5. 13a}$$

$$\theta_s = \frac{0.2}{\frac{l}{d} - 0.5} [1 + 0.27 * (u - 5)]; \text{ para } u > 5 \text{ y } 2.5 < \frac{l}{d} < 4 \quad \text{Ec. 5. 13b}$$

$$\theta_s = \frac{0.2}{\frac{l}{d} - 0.5} \left[1 + 0.185 * \frac{u - 5}{\sqrt{\rho_w} - 0.4} \right]; \text{ para } u > 5 \text{ y } \frac{l}{d} < 2.5 \quad \text{Ec. 5. 13c}$$

donde l/d es la relación entre longitud y la altura efectiva del elemento (≥ 1.5); ρ_w = cociente de estribos como un porcentaje ($\geq 0.2\%$); y $u = \tau_b / \sqrt{f'c}$.

La deformación total en la fluencia puede entonces calcularse con la ecuación 5.4. Una comparación de la deformación en la fluencia calculada y experimental normalizada se muestra en la figura 5.9.

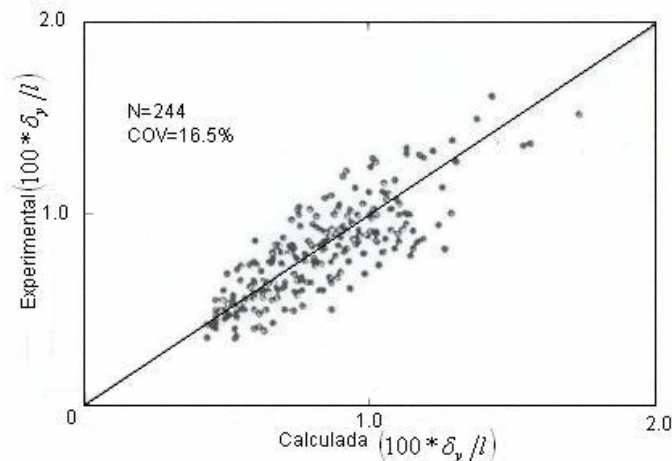


Figura 5. 9. Deformación de fluencia

Factor de ductilidad última— Park y Ang, 1985, utilizaron la ecuación 5.3, para el cálculos de los factores de ductilidad última, μ_u , para 142 vigas y columnas cargadas monotónicamente.

Para aclarar la definición del “estado último”, los especímenes estudiados fueron divididos en 4 categorías de acuerdo a su modo último de falla, como se define en la figura 5.10.

Para una falla súbita, en la cual un miembro pierde su capacidad de soportar carga repentinamente, no hay dificultad para identificar el punto de falla. Este tipo de falla se presenta usualmente cuando ocurre pandeo del refuerzo a compresión o la fractura del refuerzo en el alma o a tensión.

Para una falla gradual, en la cual el miembro pierde su capacidad continuamente, el punto de falla es identificado sobre la curva de carga-deformación cuando la caída de esfuerzo (resistencia) excede cierto porcentaje de su esfuerzo máximo.

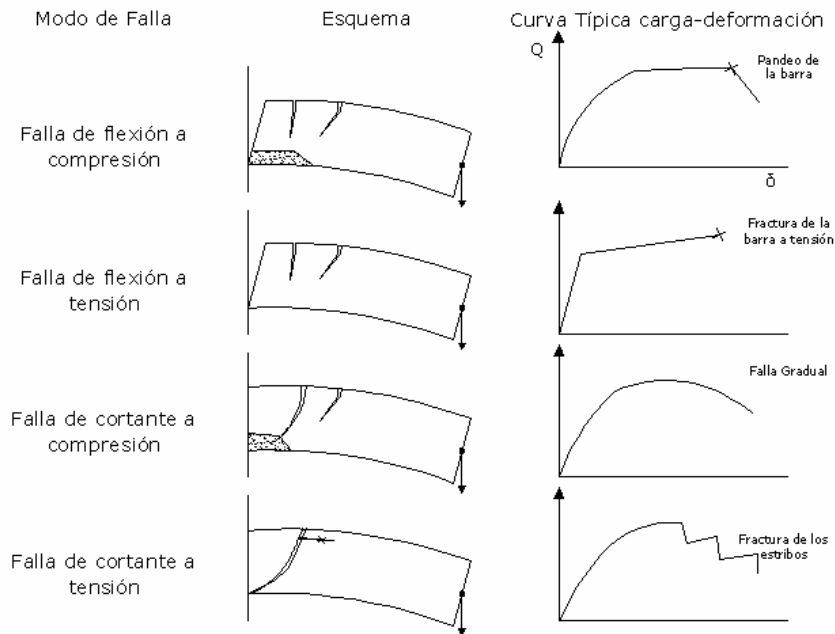


Figura 5. 10. Modo de falla última

El análisis de los factores de ductilidad última para los especímenes estudiados por Park y Ang, 1985, mostró una fuerte correlación con las deformaciones por flexión y por cortante, mientras que no existía correlación con la pérdida de adherencia. A partir de estos resultados se propuso la siguiente formulación matemática, para correlacionar bien con μ_u :

$$\varepsilon_p = 0.5 * \varepsilon_b + 0.5 * \sqrt{\varepsilon_b^2 + \theta_s^2} \quad \text{Ec. 5. 14}$$

en donde ε_p = deformación unitaria principal; ε_b = deformación unitaria del concreto por flexión en la ubicación de las barras a compresión calculada en la ecuación 5.6; y θ_s = rotación a cortante de la ecuación 5.13. La figura 5.11 muestra la gráfica entre la deformación unitaria principal normalizada por ε_0 y el factor de ductilidad última. La correlación entre μ_u y $\varepsilon_p / \varepsilon_0$ se máxima cuando la resistencia decae (para miembros con falla gradual) cerca del 10% de la resistencia máxima. Sin embargo la pérdida de resistencia en el punto de falla se define como un 20% de la resistencia

máxima porque la mayoría de los ensayos para colapso último indican que la reparación total es generalmente necesaria más allá de este punto

De la figura 5.11, puede observarse que el factor de ductilidad última es independiente del modo de falla, indicando la validez de la ecuación 5.14. También se observa que existe una correlación positiva entre μ_u y el coeficiente de confinamiento ρ_w , el cual es definido como el cociente volumétrico entre los estribos y el núcleo de concreto (Sección efectiva). La siguiente ecuación brinda una forma de calcular μ_u :

$$\mu_u = \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_o} \right)^{0.218 \rho_w - 2.15} * \ell^{0.654 \rho_w + 0.38} \quad \text{Ec. 5. 15}$$

En la cual ρ_w = coeficiente de confinamiento expresado en % ($\leq 2\%$) y con $\mu_u \geq 1$.

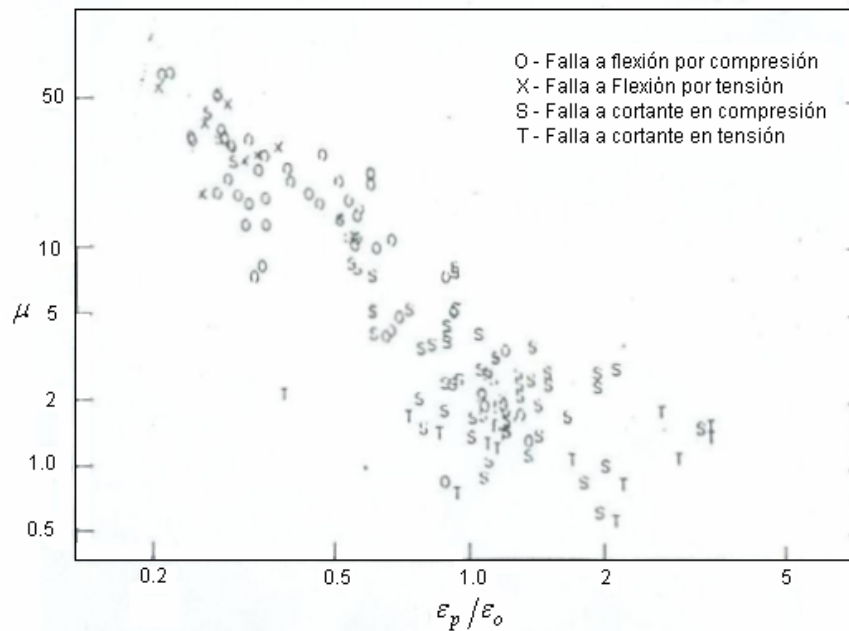


Figura 5. 11. Factor de Ductilidad Última-Modo de falla

La figura 5.12 muestra la correlación entre los factores de ductilidad última calculados y experimentalmente hallados. Siendo el rango en el que se puede aplicar esta ecuación :

$$1.0 < \frac{l}{d} < 7; \quad 0 \leq \rho_w \leq 2.0; \quad 0.05 \leq \rho < 0.5; \quad 0 \leq n_o \leq 0.55; \quad 2.5Ksi \leq f'_c \leq 5.0Ksi$$

La dispersión alrededor de la ecuación 5.15, como se muestra en la figura 5.12, incluye la dispersión en los valores predichos para δ_y .

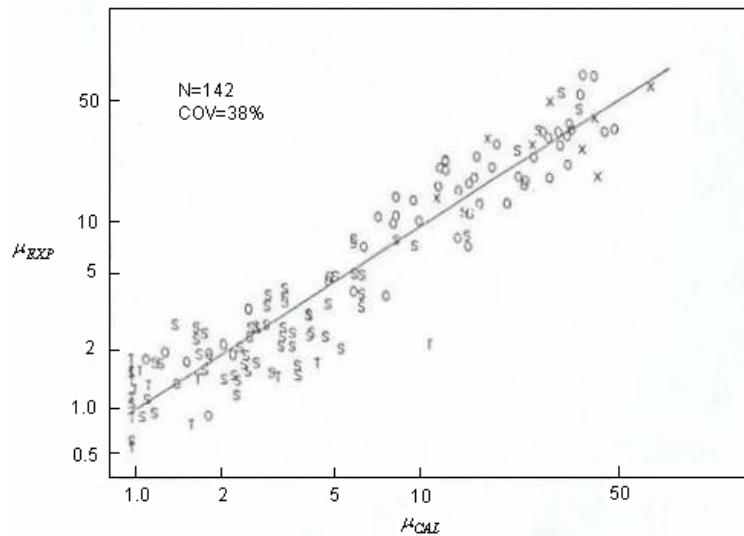


Figura 5. 12. Predicción del error en el factor de ductilidad última

Determinación de β : El efecto de carga cíclica en el daño estructural es representado por el parámetro β en las ecuaciones 5.1 y 5.2. La energía histerética absorbida (excluyendo la energía potencial) es integrada al punto de falla para un gran juego de 261 ensayos cíclicos en vigas y columnas. Estos datos experimentales fueron cuidadosamente seleccionados de un número mayor de especímenes ensayados; solo aquellos en los cuales una falla abrupta era claramente observada o una falla gradual pueda ser identificada sobre la curva carga-deformación fueron incluidos, Park y Ang, 1985.

Usando las ecuaciones 5.1 y 5.2 la curva carga-deformación para cada ensayo es trazada por encima del punto de falla. Entonces, en el punto de falla, $D=1.0$, el correspondiente valor de β es evaluado. Basado en los valores calculados de β , una correlación negativa fue encontrada entre β y el coeficiente de confinamiento ρ_w , y además unas débiles correlaciones positivas fueron encontradas entre β y la relación l/d , el coeficiente de acero longitudinal, ρ_t , y el esfuerzo axial, n_o .

A través de prueba y error, los valores de β con la mínima varianza para la ecuación 5.1 se determinaron de tal manera que la desviación estándar de D era minimizada y el valor medio de D fuera cercano a la unidad. En una forma similar, y con $\alpha=0.6$, los valores óptimos correspondientes de β para la ecuación 5.2 fueron también obtenidos. Así:

Para la ecuación 5.1:

$$\beta = \left(-0.447 + 0.073 * \frac{l}{d} + 0.24 * n_o + 0.314 p_t \right) * 0.7^{\rho_w} \quad \text{Ec. 5. 16}$$

Para la ecuación 5.2:

$$\beta = \left(-0.165 + 0.0315 * \frac{l}{d} + 0.131 p_t \right) * 0.84^{\rho_w} \quad \text{Ec. 5. 17}$$

En donde l/d = relación entre la luz y altura efectiva del elemento (≥ 1.7), n_o = esfuerzo axial normalizado (≥ 0.2); ρ_t = coeficiente de acero longitudinal expresado en % ($\geq 0.75\%$); y ρ_w = coeficiente de confinamiento. Una gran dispersión de β puede ser observada entre los resultados calculados (ecuaciones 5.1 o 5.2) y los experimentales como se muestra en las figuras 5.13 y 5.14. El rango aplicable de las ecuaciones empíricas 5.16 y 5.17 es:

$$1.0 < \frac{l}{d} < 6.6; \quad 0.2 \leq \rho_w \leq 2.0; \quad 0.04 \leq \rho < 0.45; \quad 0 \leq n_o \leq 0.52; \quad 2.3Ksi \leq f'_c \leq 6.0Ksi$$

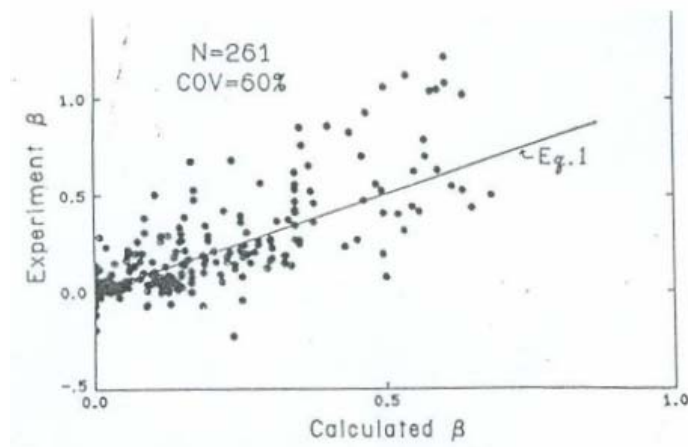


Figura 5. 13. Valor de β para la Ec. 5.1

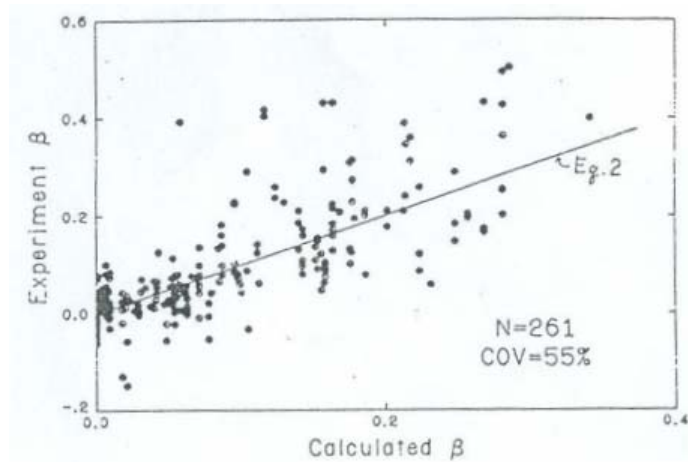


Figura 5. 14. Valor de β para la Ec. 5.2

Determinación de Q_y y Q_u : La resistencia de fluencia, Q_y , puede ser encontrada a partir de la deformación de fluencia calculada anteriormente y la rigidez inicial del elemento (ku_y). Para la resistencia máxima, Q_u , de las vigas y columnas de concreto reforzado sujetas a cargas reversibles se propone la siguiente ecuación basado en el análisis de datos experimentales [Park et al, 1985].

$$Q_u = (1.24 - 0.15\rho - 0.5n_o) * Q_y \quad \text{Ec. 5. 18}$$

Donde ρ y n_0 son como se definió en las ecuaciones 5.5 y 5.6. La dispersión asociada a la ecuación 5.18 es relativamente pequeña; c.o.v. =12%

Determinación de $E_c(\delta)$: $E_c(\delta)$ es la energía histerética por ciclo en la deformación δ . Cerca de 800 curvas de histéresis de 261 datos de ensayos cíclicos fueron evaluados para determinar este parámetro, Park y Ang ,1985. En esta evaluación, se usaron las áreas de aquellas histéresis con lazos cerrados. E_c (Normalizada por $Q_y \delta_y$) es graficada contra el factor de ductilidad, μ , en la figura 5.15. Sobre esta base, la relación entre la energía histerética y el factor de ductilidad podría ser aproximada a una curva bilineal con un punto de transición cercano a $\mu =1.5$.

Las figuras 5.15a y 5.16b muestran la energía histerética normalizada a deformaciones relativamente pequeñas. Como la fuerza axial se incrementa, la energía histerética normalizada tiende a incrementarse ligeramente. Sin embargo, considerando que hay una significativa dispersión en la gráfica, el efecto de carga axial podría ser despreciado. La regresión lineal de los datos experimentales para $\mu <1.5$ quedaría:

$$E_c(\mu) = Q_y \delta_y * (0.77 * \mu - 0.22) \quad \text{Ec. 5. 19}$$

Las figuras 5.15c y 5.15d muestran una parte de los datos de energía histerética normalizada para $\mu >1$. En este rango de μ , la relación de la deformación a flexión a deformación total de fluencia δ_f / δ_y , controla las características de la energía absorbida. Como la relación δ_f / δ_y se incrementa, la tasa de incremento de la energía absorbida también se incrementa (ver figuras 5.15c y 5.15d). A valores bajos de δ_f / δ_y , la dispersión de los datos se incrementa considerablemente como se muestra en la figura 5.15d. En este rango, los efectos de δ_s y δ_b son dominantes. La regresión lineal de los datos para $\mu >1.5$ es:

$$E_c(\mu) = Q_y \delta_y * \left[\left(0.5 + 2.34 * \frac{\delta_f}{\delta_y} \right) * (\mu - 1) + \left(0.7 - 1.54 * \frac{\delta_f}{\delta_y} \right) \right] \quad \text{Ec. 5. 20}$$

Calculando la relación δ_f/δ_y , las ecuaciones 5.4 y 5.6 podrían ser usadas. La ecuaciones 5.19 y 5.20 podría también ser usadas para un apropiado modelado del comportamiento histerético de las componentes de concreto reforzado bajo cargas dinámicas. El promedio de covarianzas de las ecuaciones 5.19 y 5.20 es de aproximadamente el 25%.

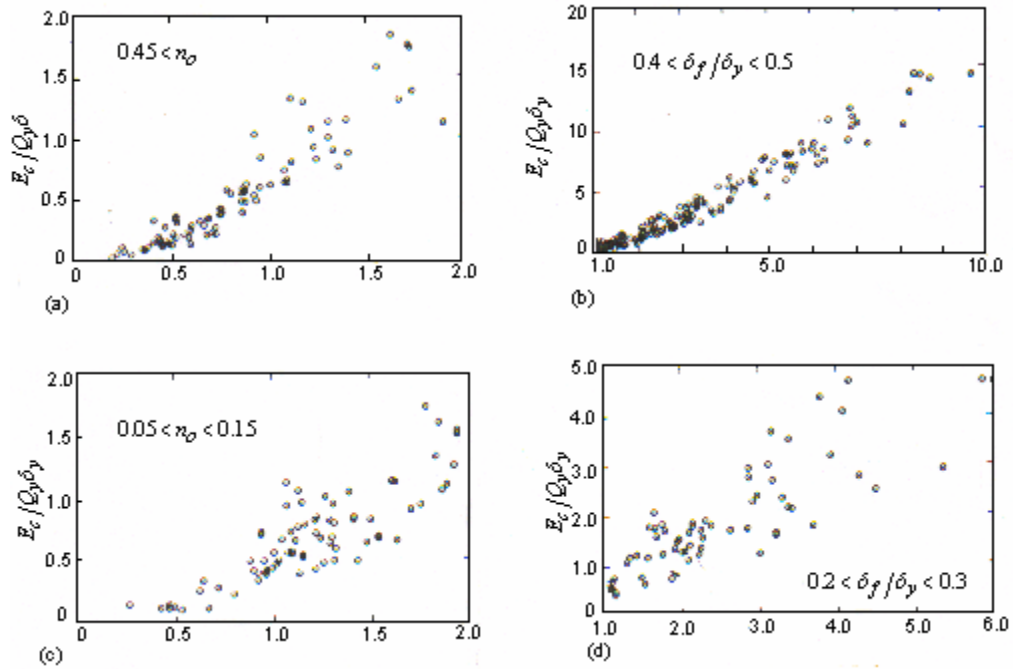


Figura 5. 15. Datos experimentales de energía histerética: (a) $0.45 < n_0$; (b) $0.05 < n_0 < 0.15$; (c) $0.4 < \delta_f / \delta_y < 0.5$; (d) $0.2 < \delta_f / \delta_y < 0.3$

5.4. MODIFICACIONES REALIZADAS A LA METODOLOGÍA ORIGINAL

Muchas han sido las investigaciones en las que se ha utilizado el modelo de Park y Ang para el cálculo del índice de daño sísmico. En algunas de ellas se ha planteado

mejoras al método para tener en cuenta características que no son contempladas en él o simplemente para una más fácil determinación de los parámetros.

El modelo original de Park y Ang implica que el miembro no puede disipar energía plástica de deformación bajo carga monotónica. Sin embargo, los miembros estructurales usados para diseño sísmico son capaces de disipar una cantidad finita de energía plástica de deformación bajo carga monotónica aún para miembros de limitada ductilidad. Para vencer esta falta de acuerdo entre el modelo y el comportamiento esperado, el modelo original podría expresarse de la siguiente manera¹:

$$D_i = \frac{\Delta_m}{\Delta_{um}} + \frac{\beta^*(E_h - E_{hm})}{V_y \Delta_{um}} \quad \text{Ec. 5. 21}$$

Donde D_i es el índice de daño del i -avo miembro, Δ_m es el máximo desplazamiento de respuesta, E_h es la energía plástica de deformación disipada bajo la carga sísmica, Δ_{um} es el máximo desplazamiento bajo carga monotónica, E_{hm} es la energía plástica de deformación disipada por el miembro bajo carga monotónica, V_y es la resistencia lateral de fluencia del miembro y β^* es un parámetro que caracteriza la contribución del daño estructural por la disipación de la energía plástica de deformación. Debería ser notado que el modelo de daño dado anteriormente asume que la energía plástica de deformación disipada por encima de aquella de la carga monotónica está contribuyendo al daño estructural.

Llevando el índice de daño a la unidad, esto es $D_i = 1$ para representar la falla del miembro, la ecuación 5.21 puede ser rescrita como:

$$\frac{E_h}{V_y \Delta_{um}} = \frac{1}{\beta^*} - \frac{1}{\beta^*} \frac{\Delta_m}{\Delta_{um}} + \frac{E_{hm}}{V_y \Delta_{um}} \quad \text{Ec. 5. 22}$$

¹ Energy-Based Linear Damage Model for High-Intensity Seismic Loading. Y.H. Chai 1995.

Esta ecuación expresa la capacidad de energía plástica de deformación del miembro como una función lineal de la respuesta de desplazamiento pico. El estado límite de falla puede ser graficado como una línea recta en la energía plástica de deformación normalizada, $E_h/V_y\Delta_{um}$, versus el desplazamiento normalizado, Δ_m/Δ_{um} , como se muestra en la figura 5.16a. La línea recta representa una envolvente dentro de la cual una respuesta elástica del material es limitada. La pendiente de la línea última corresponde al inverso negativo del parámetro de deterioro de resistencia; esto es, $-1/\beta^*$: aunque la ecuación 5.22 ha sido mostrada a correlacionar bien con datos experimentales en el estado último de falla [Chai,1995], el modelo representado por la ecuación 5.21 resulta en valores negativos de índices de daño a bajos niveles de respuesta inelástica.

Como se muestra en la figura 5.16a, el índice de daño calculado usando la ecuación 5.21 varía desde $D_i = (-\beta^*/V_y\Delta_{um})$ en el origen a $D_i = 1$ en el estado límite de falla. La región del índice de daño negativa llega a ser más grande con un incremento en el valor del parámetro de deterioro de resistencia, β^* , o un valor mayor de la capacidad de energía plástica de deformación monotónica, $E_{hm}/V_y\Delta_{um}$. Como la intención original del modelo era resultar en un valor positivo del índice de daño a todos los niveles de respuesta, el uso de la ecuación 5.21 para caracterización de daño necesitaba mayor refinamiento. Para asegurar valores positivos para los índices de daño a todos los niveles de respuesta estructural (Ver figura 5.16b), se propuso que el modelo original de Park y Ang fuera modificando dividiendo el modelo original por el término $(1 + \beta^* E_h/V_y\Delta_{um})$, donde los parámetros han sido definidos anteriormente¹. En forma de ecuación, el modelo de daño remodificado puede ser escrito como:

¹ Characterization of Story-Level Seismic Damage Using an Energy-based Damage Model. Y.H. Chai 1999.

$$D_i = \frac{\Delta_m / \Delta_{um} + (\beta^* E_h) / (V_y \Delta_{um})}{1 + (\beta^* E_{hm}) / (V_y \Delta_{um})} \quad \text{Ec. 5. 23}$$

El índice de daño calculado de la ecuación 5.23 arroja $D_i = 0$ en el origen, $D_i = 1$ en la falla del miembro. Se puede observar que en el estado límite último, esto es $D_i = 1$ el modelo remodificado arroja la misma capacidad de energía plástica de deformación como la dada por la ecuación 5.22.

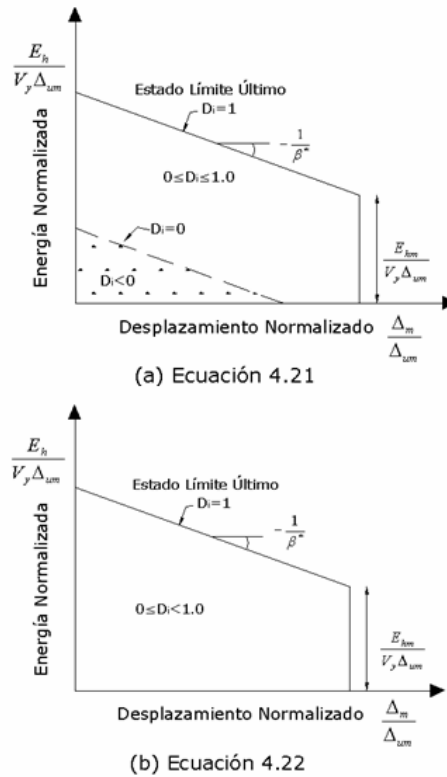


Figura 5. 16. Comparación de los Modelos de Daño Basados en Energía Propuestos por Chai, 1995, 1999.

La aplicación directa del modelo de daño de Park y Ang a un elemento estructural, un piso o al edificio completo requiere la determinación de la correspondiente deformaciones últimas completas del elemento, piso o edificio. Como el comportamiento inelástico es confinado a la zona plástica cerca de los extremos de algunos miembros, la relación entre elemento, piso o deformaciones de piso superior, con la rotación plástica local es difícil de establecer. Para la sección extrema del

elemento la siguiente modificación del modelo original y que es utilizado por la versión 6.0 de IDARC-2D¹

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad \text{Ec. 5. 24}$$

Donde θ_m es la máxima rotación sufrida durante la historia de carga; θ_u es capacidad de rotación última de la sección; θ_r es la rotación recuperable en la descarga; M_y es el momento de fluencia; y E_h es la energía disipada en la sección. El daño del elemento es entonces tomado como el índice de daño más grande de las secciones extremas.

5.5. ESTADOS DE DAÑO

Los estados de daño indican la condición y la apariencia física de la estructura después de un sismo. Para una correcta interpretación de los índices obtenidos, los estados deben ser claramente definidos.

Una de las ventajas del índice de Park y Ang sobre los demás índices encontrados en la literatura es que ha sido bastante utilizado en estudios de comparación con datos reales de daño. Esto ha permitido la definición de estados de daño.

En su investigación de 1985, Park *et al*² calibraron el modelo con daño real observado en nueve edificios de concreto reforzado después del sismo San Fernando en 1971, (Tabla 5.1).

¹ Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures; State University of New York at Buffalo, Department of Civil Engineering; July 2004

² Seismic damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. PARK, Y. J., ANG, A. H. WEN Y.K. 1985.

ID	Grado de daño	Condición		Apariencia Física
0-0.1	Ligero	Reparable		Ocurrencia esporádica de fisuras
0.1-0.2	Menor			Fisuras menores a través del edificio. Parcial aplastamiento del concreto en las columnas
0.2-0.4	Moderado			Fisuras grandes considerables. Descascaramiento del concreto en los elementos más débiles.
0.4-1.0	Severo	Irreparable	Amenaza a la vida humana	Fisuramiento del concreto generalizado. Exposición de las barras pandeadas
>1.0	Colapso			Colapso total o parcial del edificio.

Tabla 5. 1. Estados de daño (Park et al. 1985)

En 1987, Park *et al*¹ modificaron la anterior escala y fue incluida en el programa IDARC-2D². En ésta se considera aún que el daño después de 0.4 es irreparable.

ID	Grado de daño	Apariencia Física
0-0.1	Ligero	Sin daño o fisuras menores localizadas.
0.1-0.25	Menor	Fisuramiento leves a través de toda la estructura
0.25-0.4	Moderado	Fisuramiento severo y desprendimientos localizados
0.4-1.0	Severo	Aplastamiento del concreto, refuerzo expuesto.
>1.0	Colapso	Colapso

Tabla 5. 2. Estados de daño (Park et al. 1987)

En 1993 Ang et al³ sugirieron utilizar un valor de D = 0.8 para representar el colapso.

¹ Damage-limiting aseismic design of buildings. Park, Y. J., Ang, A. H. Wen Y.K. 1987.

² IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures. Park, Y.J., Reinhorn, A. M., Kunnath, S.K.. 1987.

³ Damage Estimation of Existing Bridge Structures; Ang A. H-S, Kim W.J., Kim S. B.; 1993.

El índice también fue aplicado por Stone y Taylor (1993) en 82 ensayos sobre columnas circulares de puentes, a partir de los resultados, propusieron la siguiente clasificación de daño¹:

ID	Apariencia Física
0-0.11	Sin daño o fisuras localizadas menores
0.11-0.4	Reparable, descascaramiento generalizado pero se conserva la rigidez
0.4-0.77	Irreparable, no hay colapso pero la falla es inminente
>0.77	Colapso

Tabla 5. 3. Estados de daño (Stone y Taylor, 1993)

5.6. HERRAMIENTA COMPUTACIONAL IDARC-2D: INELASTIC DAMAGE ANALYSIS FOR REINFORCED CONCRETE

El programa IDARC-2D es una herramienta computacional de distribución libre desarrollado por la Universidad Estatal de New York que permite calcular la respuesta no lineal y el nivel de daño de diferentes tipos de estructuras cuando están sometidas a un movimiento sísmico (Figura 5.17). El programa corre bajo los sistemas operativos Windows y Unix y la entrada de datos se realiza mediante archivos. IDARC cuenta con una gran base de datos experimentales contra los cuales se han validado los resultados analíticos. Esto ha sido la base para los nuevos desarrollos y mejoras del programa. Todos los módulos y rutinas del programa han sido cuidadosamente probados con ejemplos por los desarrolladores del programa.

¹ Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in accordance with AASHTO/CALTRANS Standards; Stone W.C., Taylor A. W.; 1993.



Figura 5. 17. Programa IDARC-2D en ejecución

El programa fue desarrollado asumiendo que los diafragmas de piso se comportan como conexiones horizontales rígidas, por lo tanto, solo un grado de libertad es requerido por piso. Esta aproximación reduce en buena medida los esfuerzos computacionales. Por lo tanto, el edificio es modelado como una serie de pórticos planos unidos por un diafragma horizontal rígido. Cada pórtico está en el mismo plano vertical, y no se consideran efectos torsionales. La rigidez total en cada dirección se calcula mediante la suma de las rigideces individuales de cada pórtico; en el caso de que existan pórticos idénticos, es necesario solamente definir un pórtico tipo e indicar cuantas veces se repite.

La primera versión de IDARC salió en el año 1987¹ como un programa de análisis en dos dimensiones para estudiar la respuesta no lineal de edificios de concreto reforzado de varios pisos. Ésta incluía el modelo de daño desarrollado por Park y Ang, 1985, para dar una medida del daño acumulado sufrido por los componentes de la estructura, para cada nivel de piso y para el edificio completo. La versión original consistía de 3 módulos:

¹ IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures. Y. Park, A. Reinhorn, S. Kunnath. 1987.

(a) Un modulo de identificación del sistema: que establece una envolvente trilineal y los tres parámetros necesarios para definir completamente el modelo histerético. También se incluyen las características del sistema general tales como período fundamental de la estructura; relación de cortante-deriva bajo carga monotónica lateral (con distribución invertida triangular); y el esquema aproximado de falla de la estructura mostrando la formación de rótulas plásticas bajo carga monotónicas.

(b) Una rutina de análisis dinámico que lleva a cabo un análisis de respuesta dinámica bajo excitaciones sísmicas horizontales y verticales.

(c) Un módulo de aplicación que inicialmente extrae la información del análisis anterior para generar: Historias de respuesta de fuerza-desplazamiento típicas en niveles de piso especificados; respuestas independientes de miembros seleccionados y los índices de daño a nivel del elemento, del piso y de la estructura completa.

Desde la versión 4.0, IDARC incorpora modelos matemáticos para el estudio de dispositivo de amortiguamiento para protección sísmica, con la capacidad de predecir con precisión la respuesta de edificios con elemento amortiguadores viscoelásticos, de fricción e histeréticos. Además cuenta con un módulo para estudiar la respuesta de edificios de mampostería, comúnmente usados como edificios de baja y mediana altura en áreas metropolitanas.

A continuación se presentan algunas de las características de la versión 6.0 de IDARC¹

Elementos Estructurales

IDARC-2D es capaz de modelar los siguientes modelos estructurales:

¹ IDARC 2D Versión 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings. R. Valles, *et al.*

- Columnas
- Vigas
- Muros
- Elementos de borde
- Vigas Transversales
- Resortes rotacionales
- Amortiguadores Visco-Elásticos
- Amortiguamiento Histerético
- Muros inconfiados
- Secciones que no desarrollan momento (rótulas plásticas que se definen antes de empezar el análisis)

Modelos Histeréticos

El modelamiento histerético de los elementos estructurales es uno de los aspectos centrales de cualquier programa de análisis estructural no-lineal. La versión 6.0 de IDARC incluye los siguientes tipos de curvas de respuesta histerética:

- Modelo de tres parámetros de Park
- Modelo Trilineal para estructuras de acero.
- Modelo histerético Bilineal
- Modelo Kelvin
- Modelo Maxwell
- Modelo Histerético Smooth.

Columnas, vigas, muros de cortante y resortes rotacionales puede ser modelados usando el modelo de tres parámetros de Park, el modelo trilineal o el modelo bilineal. Los amortiguadores viscoelásticos son modelados usando los modelos de Maxwell o de Kelvin, mientras que los muros inconfiados son modelados usando el modelo histerético Smooth.

El programa ha sido modificado para permitir una futura adición de nuevas reglas histeréticas.

Tipos de análisis:

El usuario puede seleccionar de cualquiera de las siguientes 4 opciones de análisis, o una combinación de análisis estático con cualquiera de las otras tres opciones.

- Análisis Estático No-Lineal

La fase de análisis empieza con la evaluación de los estados de esfuerzos iniciales de miembros bajo cargas muertas y vivas que existen en la estructura antes de la aplicación de cargas monotónicas, cíclicas o sísmicas. Las cargas estáticas podrían ser especificadas como cargas distribuidas en las vigas o como fuerzas concentradas o momentos en los nodos del modelo. Cuando las cargas distribuidas son especificadas el programa internamente calcula las fuerzas existentes en los extremos de cada elemento.

Se asume que los momentos siguen una distribución lineal cuando se genera la matriz de flexión de la viga. Los niveles de esfuerzos debido a cargas iniciales deben ser relativamente pequeños para que el modelo de distribución de momentos pueda ser aplicado. De otro modo, los elementos viga deben ser subdivididos en sub-elementos para que la distribución de momentos debido a cargas gravitatorias sea capturada efectivamente.

Las cargas estáticas prescritas pueden ser aplicadas incrementalmente para capturar la redistribución de esfuerzos debido a la respuesta inelástica. Si se espera que el sistema permanezca elástico, con cargas gravitatorias aplicadas, la carga total podría ser aplicada en un solo paso, de otro modo, se debe ser cuidadoso con la elección de un número razonable de incrementos de cargas estáticas para que se pueda determinar una respuesta inelástica precisa. Una técnica muy simple para asegurar

la convergencia en el análisis estático es incrementar el número de pasos de carga hasta que se obtengan resultados consistentes. Este modulo podría ser usado también realizar análisis monotónico no lineal.

- **Análisis Pushover No-Lineal**

El análisis Pushover no lineal, o análisis de modo de colapso, es una simple y eficiente técnica para predecir la respuesta sísmicas antes de llevar a cabo análisis dinámicos completos. Un análisis Pushover puede establecer la secuencia de los componentes que fluyen, la capacidad potencial de ductilidad, y si la resistencia lateral del edificio es adecuada. La opción de análisis Pushover lleva a cabo un análisis incremental de la estructura sujeto a una distribución lateral de fuerzas.

Para la realización del análisis Pushover debe definirse si se desea un control de fuerzas o un control de desplazamiento. En la segunda opción la estructura es sujeta a un perfil de desplazamiento, y se calculan las fuerzas laterales necesarias para generar esas deformaciones. Generalmente, como los perfiles de deformación no son conocidos, se utiliza el control de fuerzas, ya que estas pueden ser estimadas. Para control de desplazamiento el usuario debe especificar el perfil de deformación máximo que la estructura va a alcanzar. Este perfil es dividido por el número de pasos especificados por el usuario, y entonces se aplica incrementalmente a la estructura. En la opción de control de fuerzas el usuario debe especificar la distribución de fuerzas máximas, o seleccionar una de las distribuciones de fuerza disponibles en el programa: distribución uniforme, distribución triangular invertida, distribución de potencia generalizada y distribución modal adaptable

- **Análisis Dinámico No-Lineal**

El análisis dinámico no lineal es llevado a cabo usando una combinación del método de integración Newmark-Beta y el método de pseudo-fuerza.

La solución se determina incrementalmente asumiendo que las propiedades de la estructura no cambian durante el tiempo del paso del análisis. Como la rigidez de

algunos elementos probablemente cambia durante el intervalo de tiempo, la nueva configuración podría no satisfacer el equilibrio. Un procedimiento de compensación es adoptado para minimizar el error mediante la aplicación de un paso de corrección de fuerza no balanceada. Para minimizar la magnitud de la fuerza desbalanceada, debe seleccionarse un incremento de tiempo suficientemente pequeño para el análisis. Inestabilidades numéricas en el programa son a menudo debidas a un inadecuado paso de tiempo, los cuales tienden a permitir grandes fuerzas desbalanceadas y problemas en las rutinas histeréticas para trazar la respuesta real de los elementos

La matriz de amortiguamiento se calcula mediante una de las siguientes opciones: amortiguamiento proporcional a la masa, amortiguamiento proporcional a la rigidez y amortiguamiento Rayleigh.

- **Análisis Cuasi-Estático No-Lineal**

Un procedimiento común para comparar los resultados obtenidos mediante pruebas de laboratorio es someter un espécimen (elementos o pórticos a escala) a carga cíclica y registrar su reacción. La historia de las cargas cíclicas puede ser aplicada al espécimen controlando la fuerza o desplazamiento. IDARC puede llevar a cabo ambos tipos de control (fuerza o desplazamiento) especificando la historia de fuerzas o desplazamientos en uno o más pisos. En ambos casos, el programa interpola internamente entre los puntos especificados (valores de fuerza o desplazamiento) por el usuario para un análisis más preciso. El sistema de ecuaciones resuelto en la rutina de análisis cuasi-estático es el mismo que el resuelto en el análisis pushover.

Características Adicionales:

- **Efectos P-Delta**

Los momentos de volcamiento adicionales generados por las derivas relativas de entrepiso son generalmente referidos como efectos P-Delta. Tales momentos se

originan debido a las cargas gravitatorias y son usualmente tomados en consideración por la evaluación de las fuerzas axiales en los elementos verticales y calculando una matriz de rigidez geométrica la cual es adicionada a la matriz de rigidez del elemento. En IDARC-2D, los efectos P-Delta son representados por fuerzas laterales equivalentes, iguales en magnitud al momento de volcamiento causado por la excentricidad de las fuerzas gravitatorias debido a derivas de entrepiso.

- Impresión de resultados a diferentes instantes del análisis (Snapshot):

IDARC-2D incluye la opción para conocer cualquiera de las siguientes respuestas de la estructura en ciertos instantes durante el análisis:

- Perfiles de desplazamiento
- Relaciones de esfuerzo del elemento
- Estados de colapso estructural
- Índices de daño
- Características dinámicas

Éstas respuestas pueden ser requeridas por el usuario durante análisis pushover, cuasi-estático o dinámico.

Por defecto, IDARC imprime las anteriores respuestas cuando se presenta el primer agrietamiento, fluencia o falla de vigas, columnas y muros estructurales. Sin embargo, el usuario puede especificar cualquier instante de tiempo en el que quiera conocer éstos valores. Cuando se implementa un análisis pushover o cuasi-estático el usuario puede pedir que IDARC imprima resultados para ciertos valores de cortante basal o desplazamiento en el último piso.

- Análisis Modal:

***** MODAL ANALYSIS *****					
MODE	FREQUENCY(Hz)	PERIOD(SEC)	MODAL PARTICIPATION FACTOR	MODAL WEIGHT (WEIGHT UNITS)	RELATIVE MODAL WEIGHT (%)
1	1.65642	.60371	.7250	5155.850	79.713
2	5.28729	.18913	.2730	731.034	11.302
3	9.86027	.10142	-.1660	270.480	4.182
4	15.37863	.06503	-.1231	148.761	2.300
5	21.87206	.04572	-.0956	89.666	1.386
6	28.84545	.03467	-.0718	50.587	.782
7	35.03303	.02854	.0469	21.622	.334
TOTAL WEIGHT.....				6468.000	
(a)					
***** MODAL ANALYSIS *****					
MODE	FREQUENCY(Hz)	PERIOD(SEC)	MODAL PARTICIPATION FACTOR	MODAL WEIGHT (WEIGHT UNITS)	RELATIVE MODAL WEIGHT (%)
1	1.46314	.68346	.7269	5183.955	80.148
2	5.12683	.19505	-.2451	589.248	9.110
3	9.28685	.10768	-.1911	358.405	5.541
4	14.85390	.06732	.1291	163.585	2.529
5	21.27321	.04701	-.1020	102.072	1.578
6	28.43331	.03517	-.0703	48.549	.751
7	35.01095	.02856	.0476	22.185	.343
TOTAL WEIGHT.....				6468.000	
(b)					

Figura 5. 18. (a) Parámetros modales al comienzo de la excitación, (b) Parámetros modales al final de la excitación

IDARC-2D arroja los valores correspondientes a todos los modos de vibración de la estructura. Se debe recordar que IDARC-2D trabaja bajo la suposición de diafragma rígido con un grado de libertad por piso. En la figura 5.18 se observa los factores de participación para cada modo así como su período y frecuencia.

- Estado de Colapso Estructural:

Durante el análisis el estado de columnas, vigas y muros de cortante es observado. El programa guarda registro de si un elemento estructural se ha fisurado, fluido o fallado. La calificación es basada en el cálculo de las deformaciones a los valores de la envolvente especificada. El colapso estructural es reportado para cada pórtico en

la estructura siguiendo una convención gráfica simple para identificar los elementos fisurados o fluidos (fig 5.19).

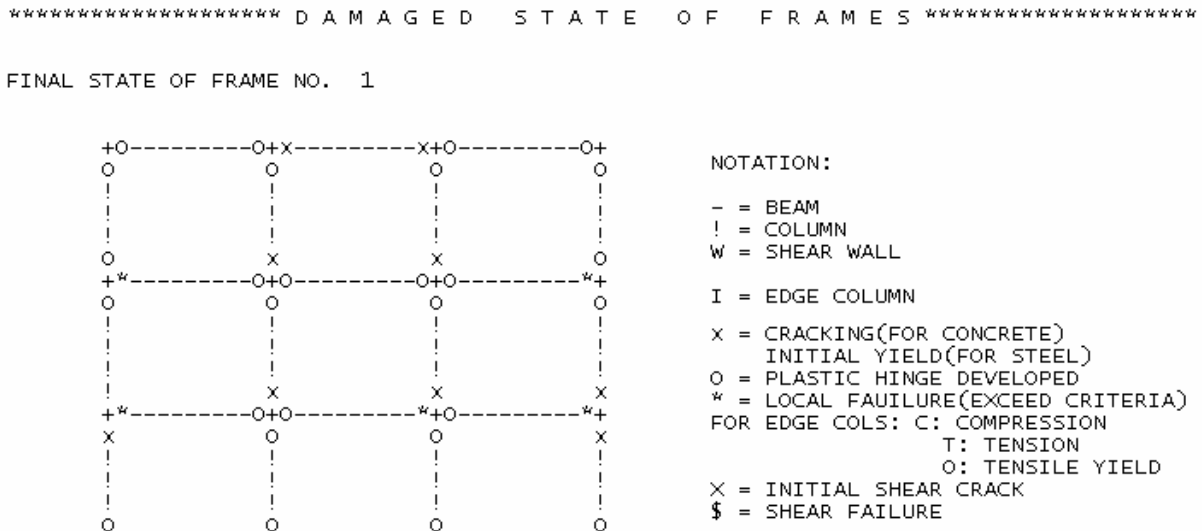


Figura 5. 19. Estado final de los elementos después de un sismo reportado por IDARC-2D

- Relaciones de esfuerzos de los elementos:

Durante el análisis las relaciones de esfuerzos de los elementos estructurales pueden ser reportadas (relaciones de demanda a capacidad última en cortante, axial y flexión para columnas, vigas y muros de cortante).

- Análisis de daño

La versión 6.0 de IDARC-2D incorpora tres modelos de índices de daño: modelo de daño modificado de Park y Ang, modelo de daño basado en fatiga y calificación del daño total basado en la variación del período fundamental de la estructura.

El modelo de daño de Park y Ang y el modelo de fatiga pueden ser usados para calcular diferentes índices de daño: elemento, piso y daño total del edificio. Sin embargo, para los dos últimos la deformación de entrepiso última o el desplazamiento superior de piso es requerido, así mismo la correspondiente fuerza de cortante de fluencia de piso o nivel de fuerza de cortante de fluencia en la base.

Tales cantidades pueden ser determinadas de un análisis pushover lateral. Para la estimación de los índices de daño por piso y para el edificio completo, se utilizan factores de ponderación basados en la absorción de energía de los diferentes elementos estructurales o pisos de la estructura. Para una descripción de la metodología necesaria para determinar adecuadamente dichos índices ver Reinhorn 1995.¹

La figura 5.20 muestra el índice de daño por piso, discriminando el daño sufrido por las columnas del piso del daño sufrido por las vigas del mismo piso. Y el factor de ponderación para la contribución del daño de piso, así como el índice de daño global, para la estructura estudiada

***** STORY LEVEL DAMAGE INDICES *****			
STORY	BEAM-SLAB DAMAGE	COL-WALL DAMAGE	WEIGHTING FACTOR
7	.021	.001	.004
6	.056	.003	.039
5	.098	.001	.107
4	.137	.000	.188
3	.148	.000	.187
2	.135	.002	.197
1	.073	.019	.278
OVERALL STRUCTURAL DAMAGE :		.119	

Figura 5. 20. Índice de daño por piso y global

¹ Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach. A Reinhorn y R. Valles. 1995.

5.7. APLICACIÓN DEL MODELO DE DAÑO

Para la aplicación de la metodología se utilizó el programa IDARC, con el fin de calcular el índice de daño de Park y Ang. Para ello se sometió el edificio presentado en la sección 1.4.2.1 a los sismos utilizados en el estudio de microzonificación del área metropolitana de Bucaramanga en las direcciones x y y, escalados desde 0.1g a 0.7g.

En el Anexo C se encuentra la traducción del manual del usuario de la versión 6.0. Los archivos de entrada (.dat) y salida (.out), pueden encontrarse en el CD que se adjunta al libro.

5.7.1. DIRECCIÓN X

Para cada sismo se determinó, en primer lugar, el índice de daño por elemento (vigas y columnas), posteriormente, utilizando la energía como factor de ponderación se calculó el índice de daño por piso y finalmente el índice global, mostrado en la tabla 5.4.

Sismo	Índice de Daño Global						
	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g	0,6g	0,7g
Coalinga	0,015	0,028	0,038	0,057	0,081	0,101	0,114
Dulce	0,016	0,034	0,045	0,046	0,054	0,067	0,078
Friuli	0,000	0,014	0,015	0,019	0,023	0,027	0,030
Helena	0,019	0,040	0,047	0,062	0,079	0,094	0,119
Loma Prieta	0,015	0,028	0,034	0,038	0,045	0,054	0,064
Mammoth	0,021	0,039	0,051	0,063	0,070	0,082	0,091
Montenegro	0,026	0,043	0,050	0,063	0,065	0,072	0,085
Pretolia	0,038	0,052	0,064	0,082	0,099	0,116	0,140
Umbria	0,016	0,027	0,038	0,042	0,049	0,055	0,062
Whittier	0,000	0,015	0,017	0,022	0,025	0,028	0,032

Tabla 5. 4. Índice de daño global (dirección x)

La mayoría de los sismos con aceleraciones pico efectivas mayores a 0.5g, indican un nivel de daño clasificado como leve según la escala de Park y Ang (1987).

Las figuras 5.22 a 5.31 muestran el índice de daño de piso para cada sismo y factor de escala, también se presenta la variación del índice de daño global para cada factor de escala. Puede verse que existe una relación aproximadamente lineal, aunque la pendiente es menor para los sismos más destructivos.

También se observa una relación directa entre el índice de daño y la frecuencia dominante del sismo, calculada mediante la transformada de amplitudes de Fourier (Sección 1.4.2.2). Los índices de daño más grandes se presentan para aquellos sismos con frecuencia dominante similar a la frecuencia fundamental de la edificación. En la figura 5.21 se muestra la relación entre índice de daño global y relación de frecuencias (frecuencia dominante/frecuencia fundamental). Puede verse que para el mismo factor de escala los mayores índices de daño se presentan cuando la relación de frecuencias es cercana a uno.

La frecuencias dominantes de los sismos Whittier y Friuli son las que menos similitud tienen con la frecuencia fundamental de la edificación (relación de frecuencias cercana a 4, en la figura 5.21), por tal motivo son los que generan los índices de daño más pequeños.

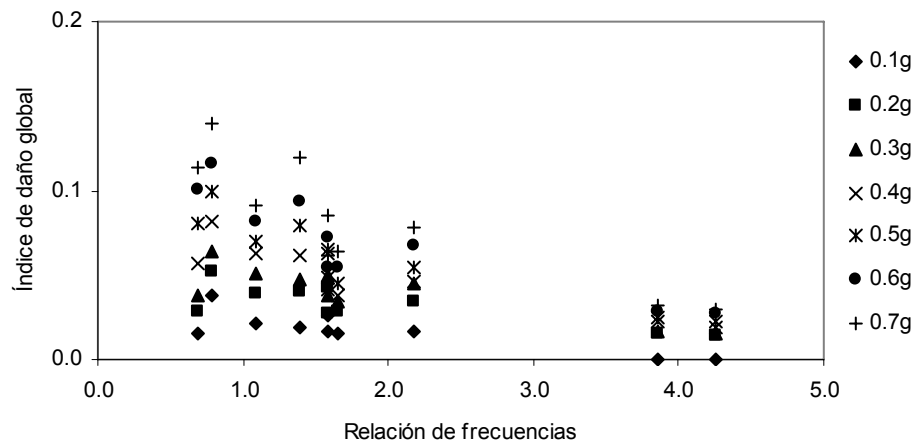


Figura 5. 21. Relación de frecuencias contra índice de daño global (Dirección x)

5.7.1.1. SISMO COALINGA

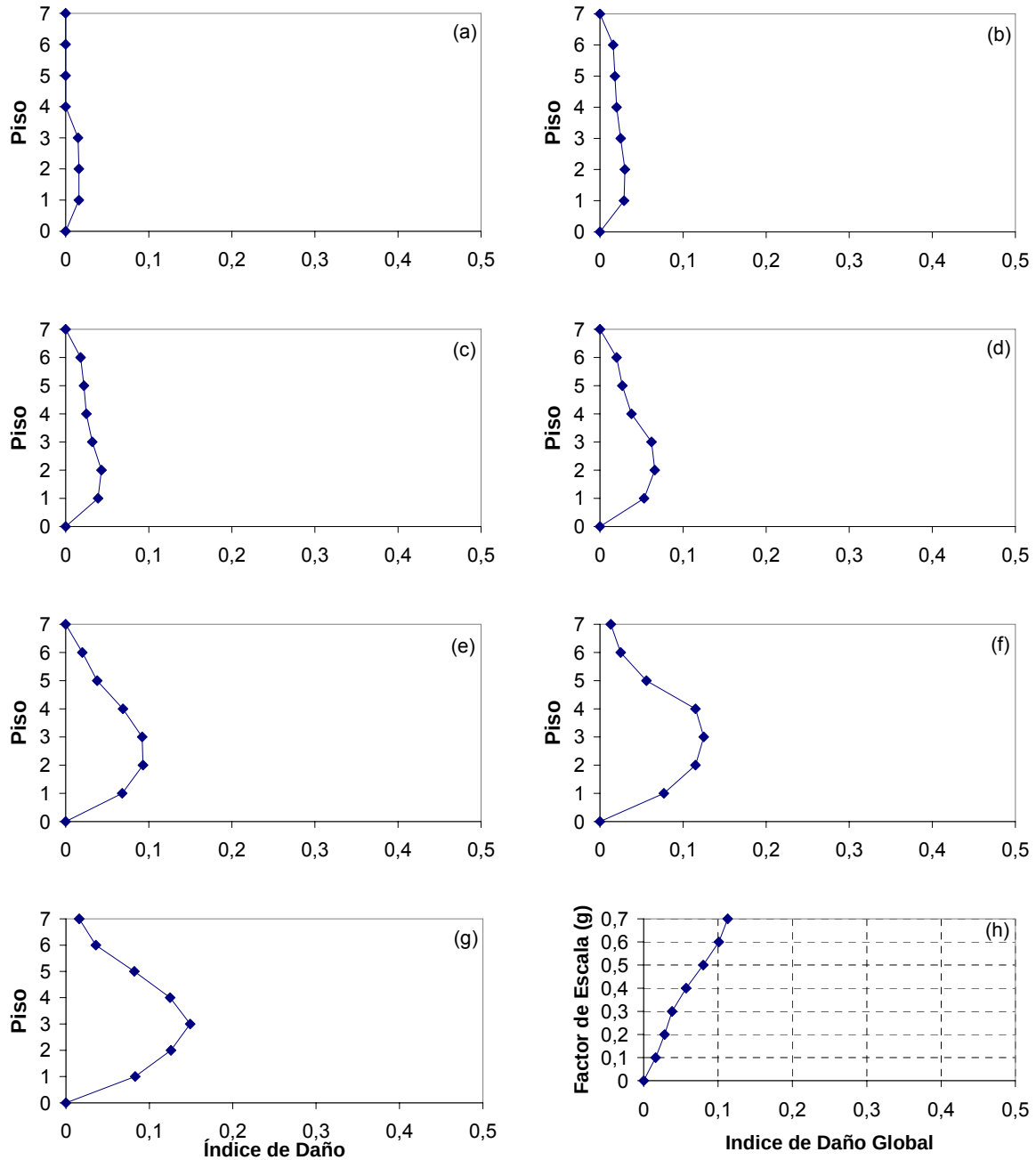


Figura 5. 22. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.2. SISMO FRIULI

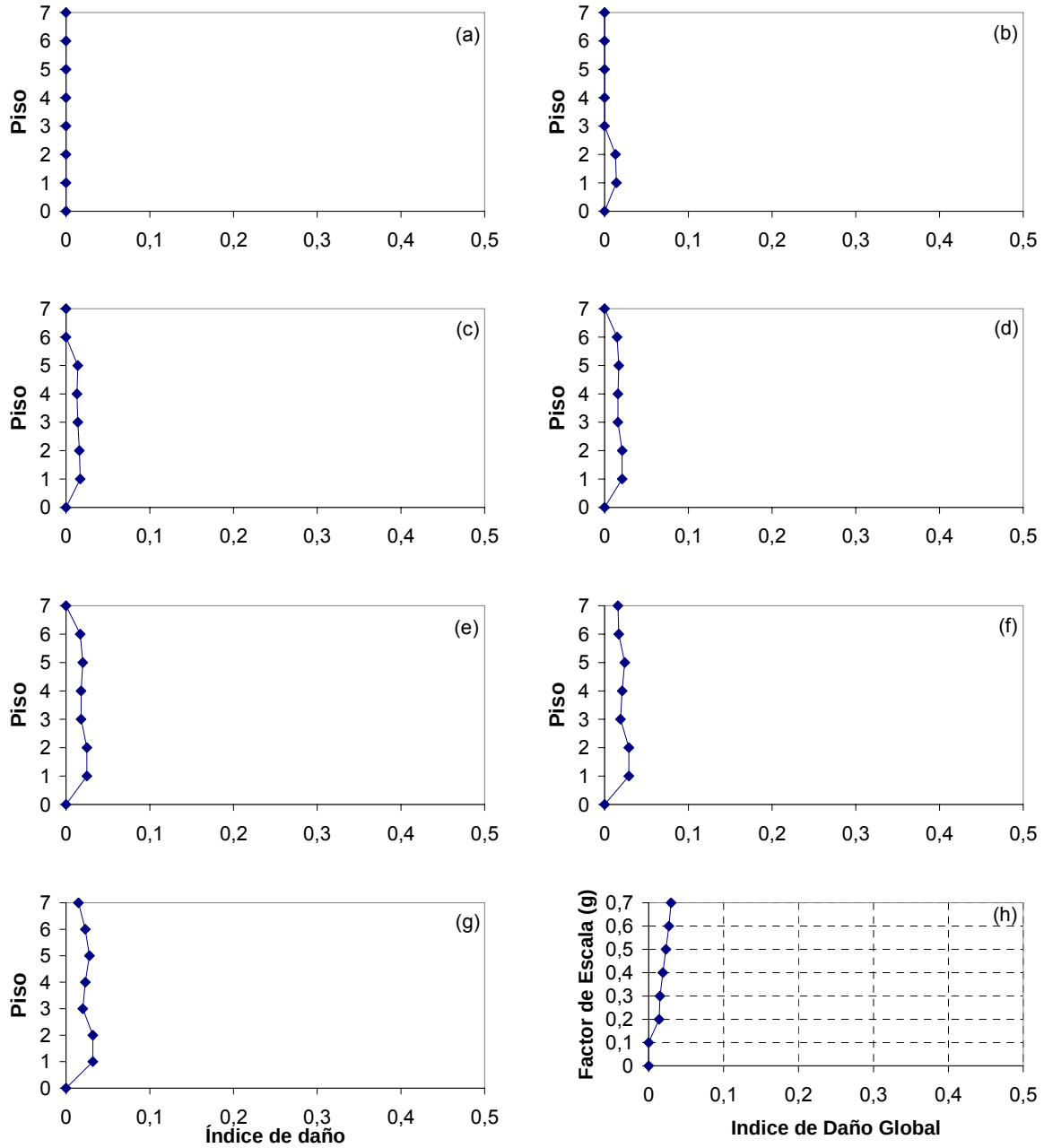


Figura 5. 23. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.3. SISMO HELENA

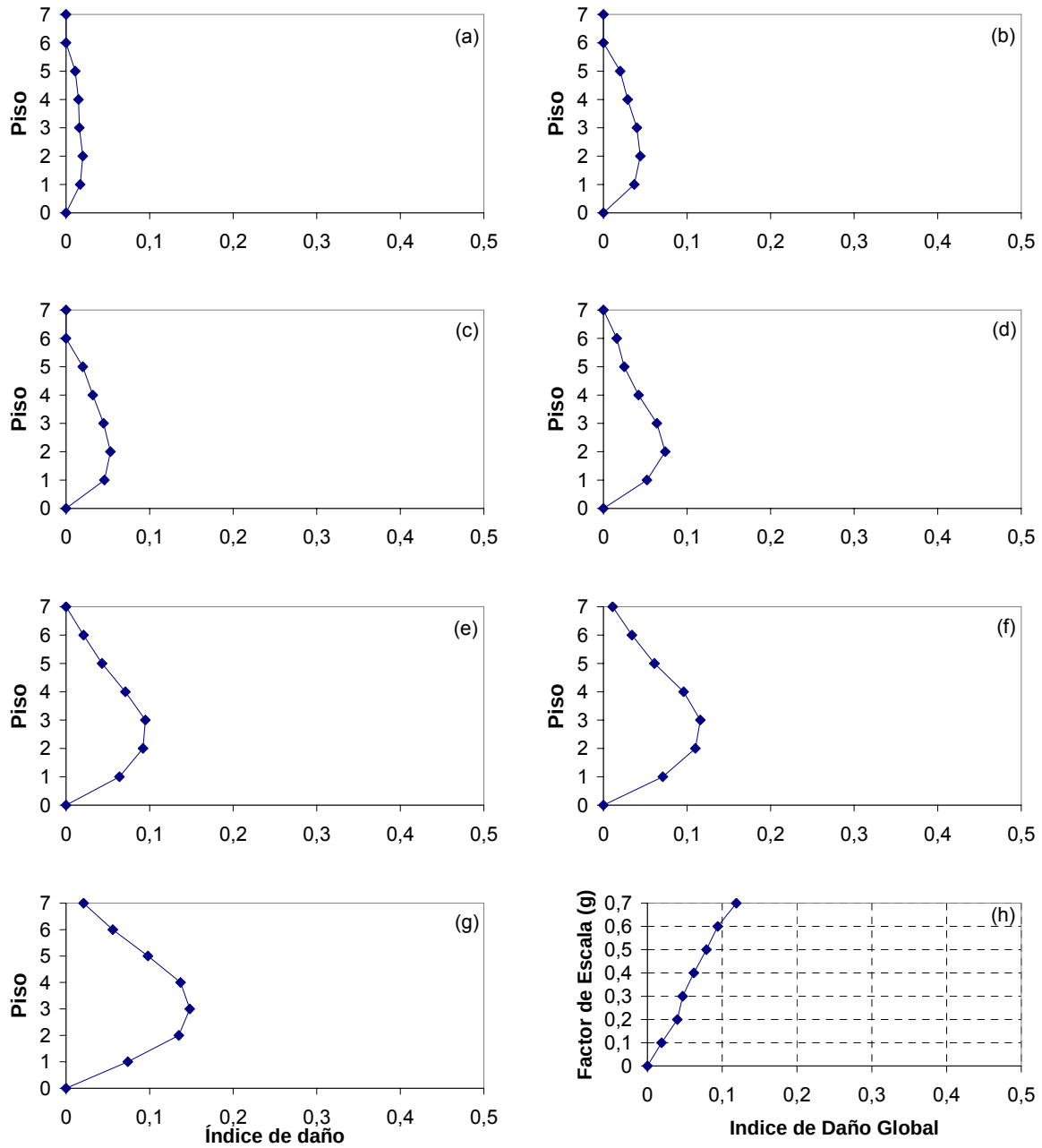


Figura 5.24. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.4. SISMO MAMMOTH

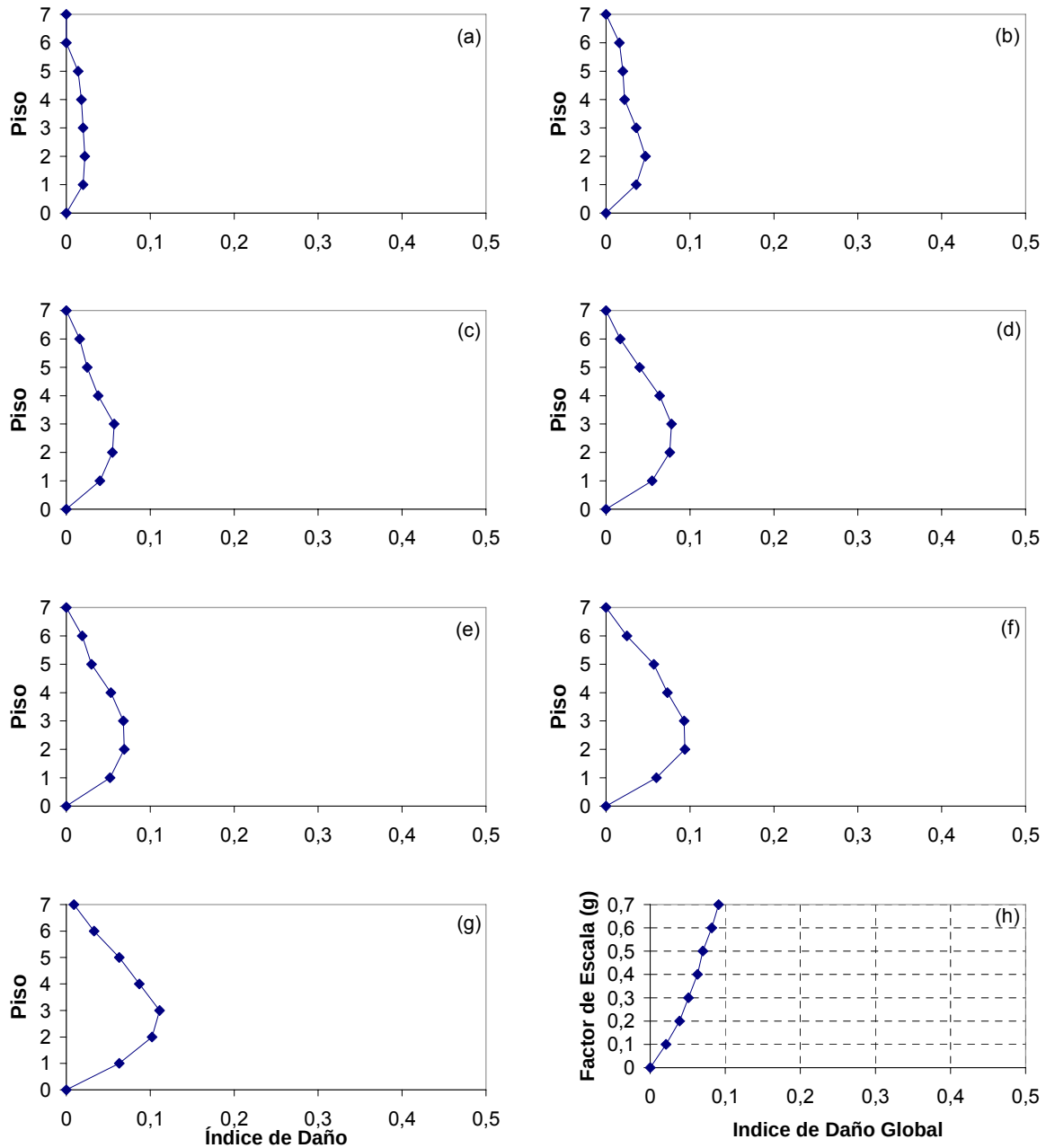


Figura 5. 25. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.5. SISMO UMBRÍA

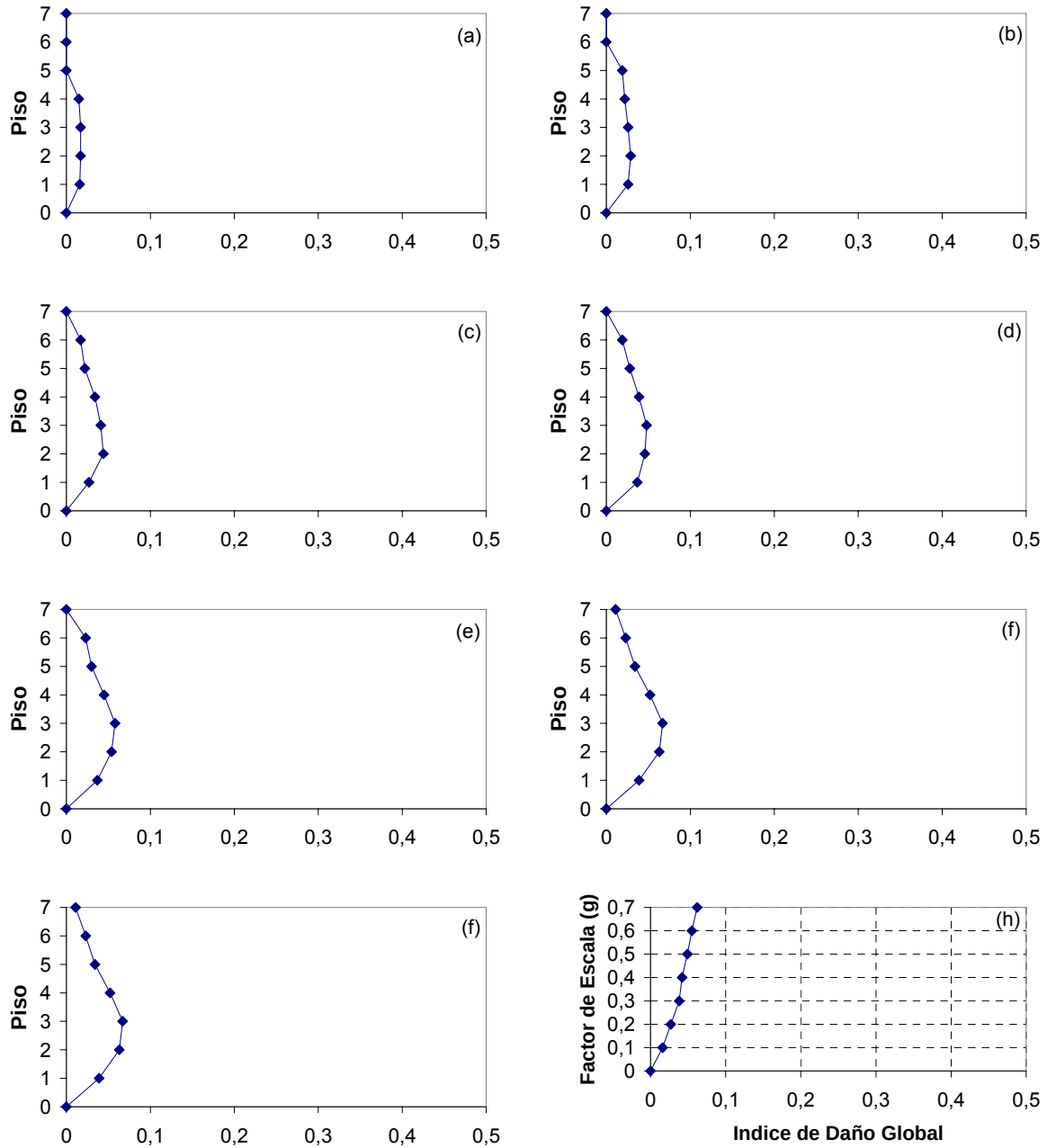


Figura 5. 26. Índices de daño por piso Sismo Umbria: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.6. SISMO WHITTIER

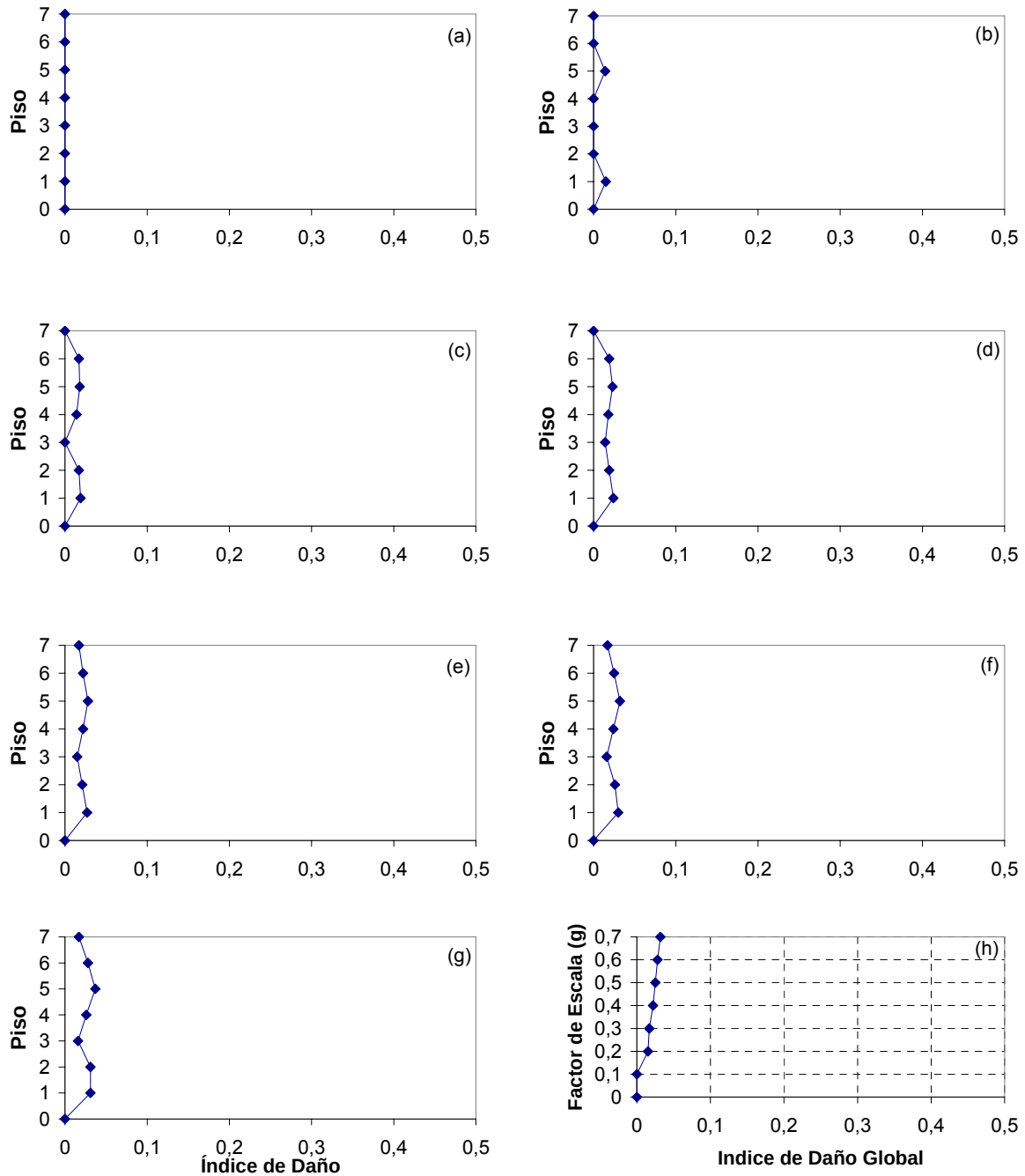


Figura 5.27. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.7. SISMO DUZCE

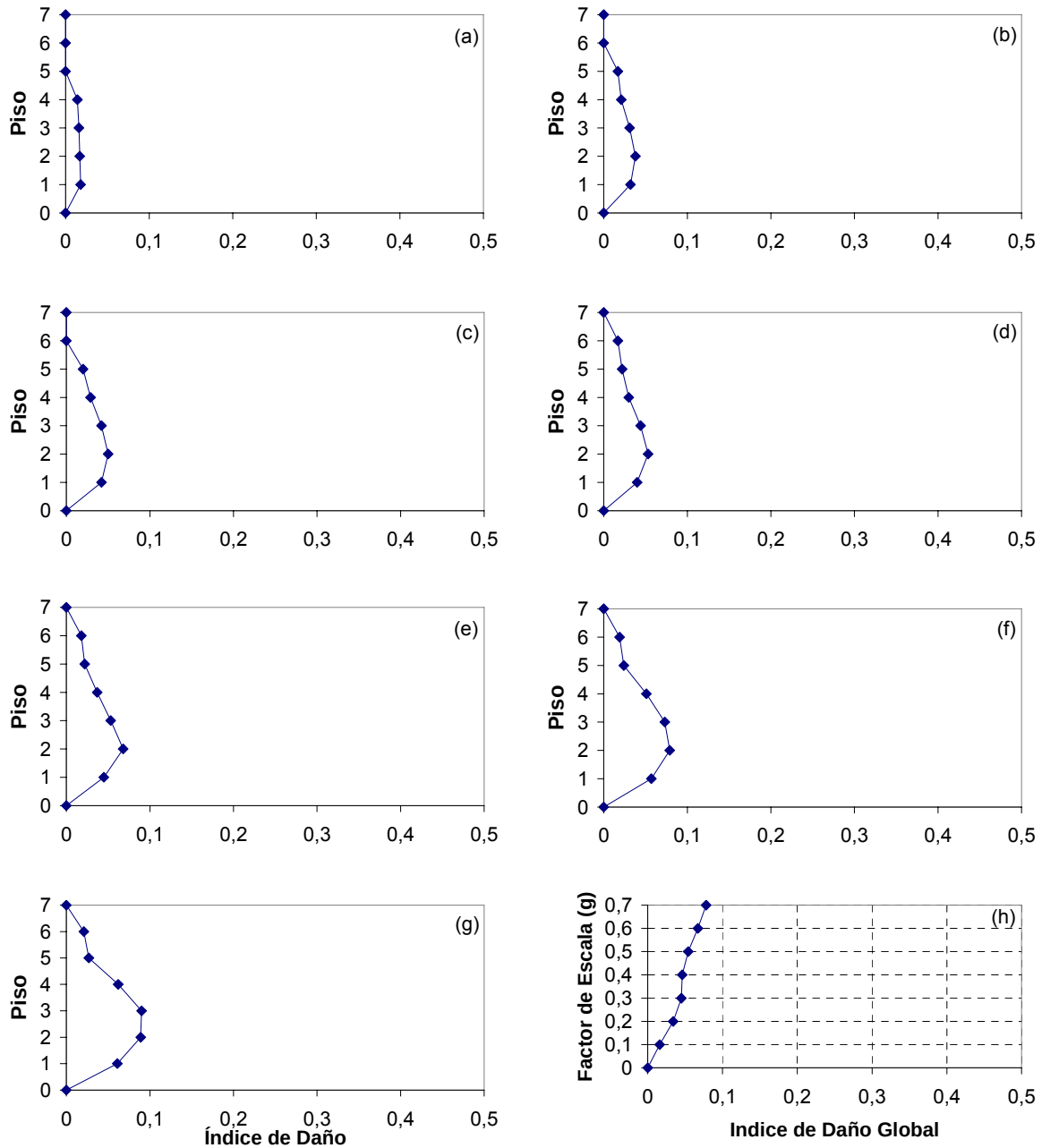


Figura 5. 28. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.8. SISMO LOMA PRIETA

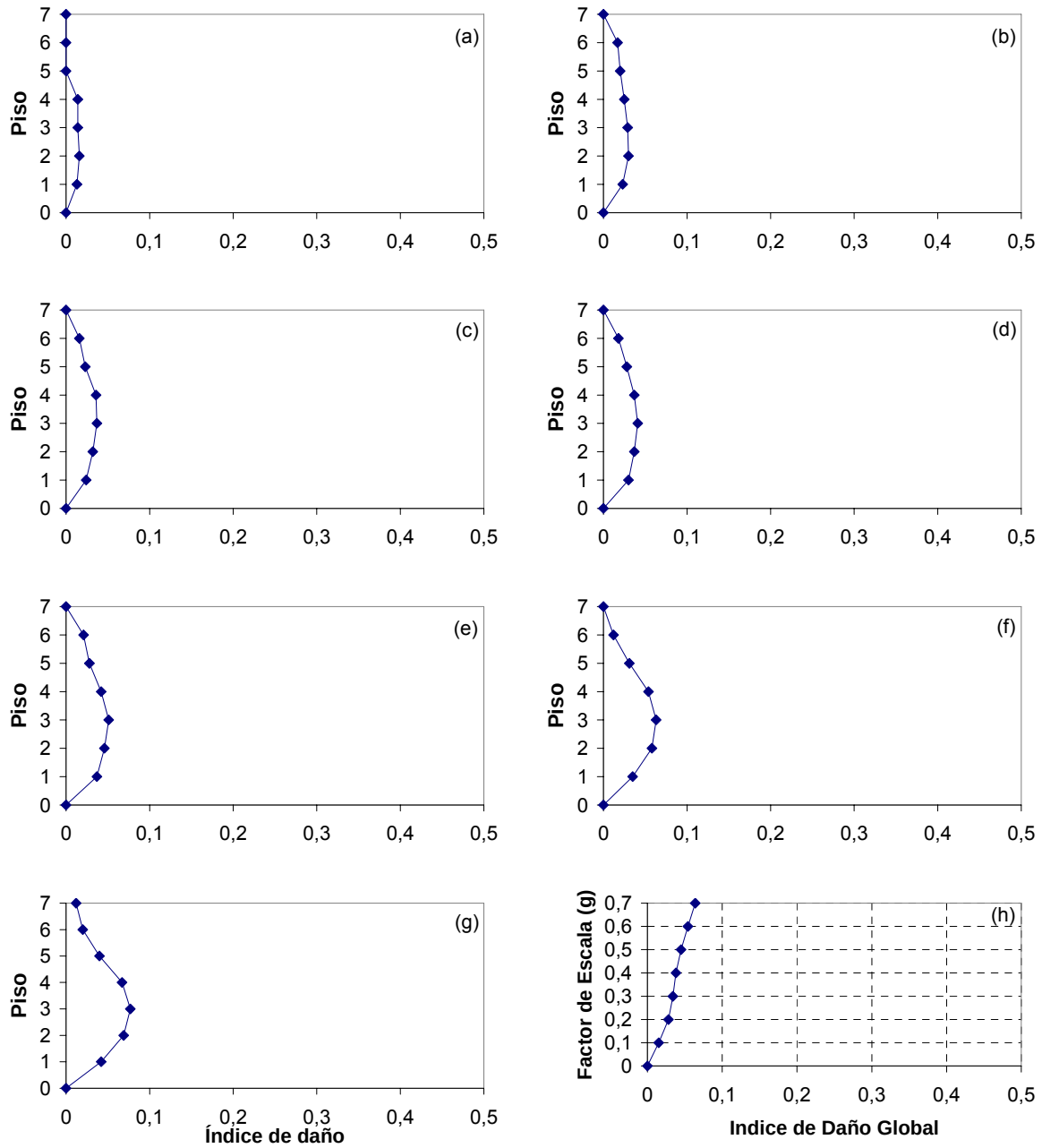


Figura 5. 29. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.9. MONTENEGRO

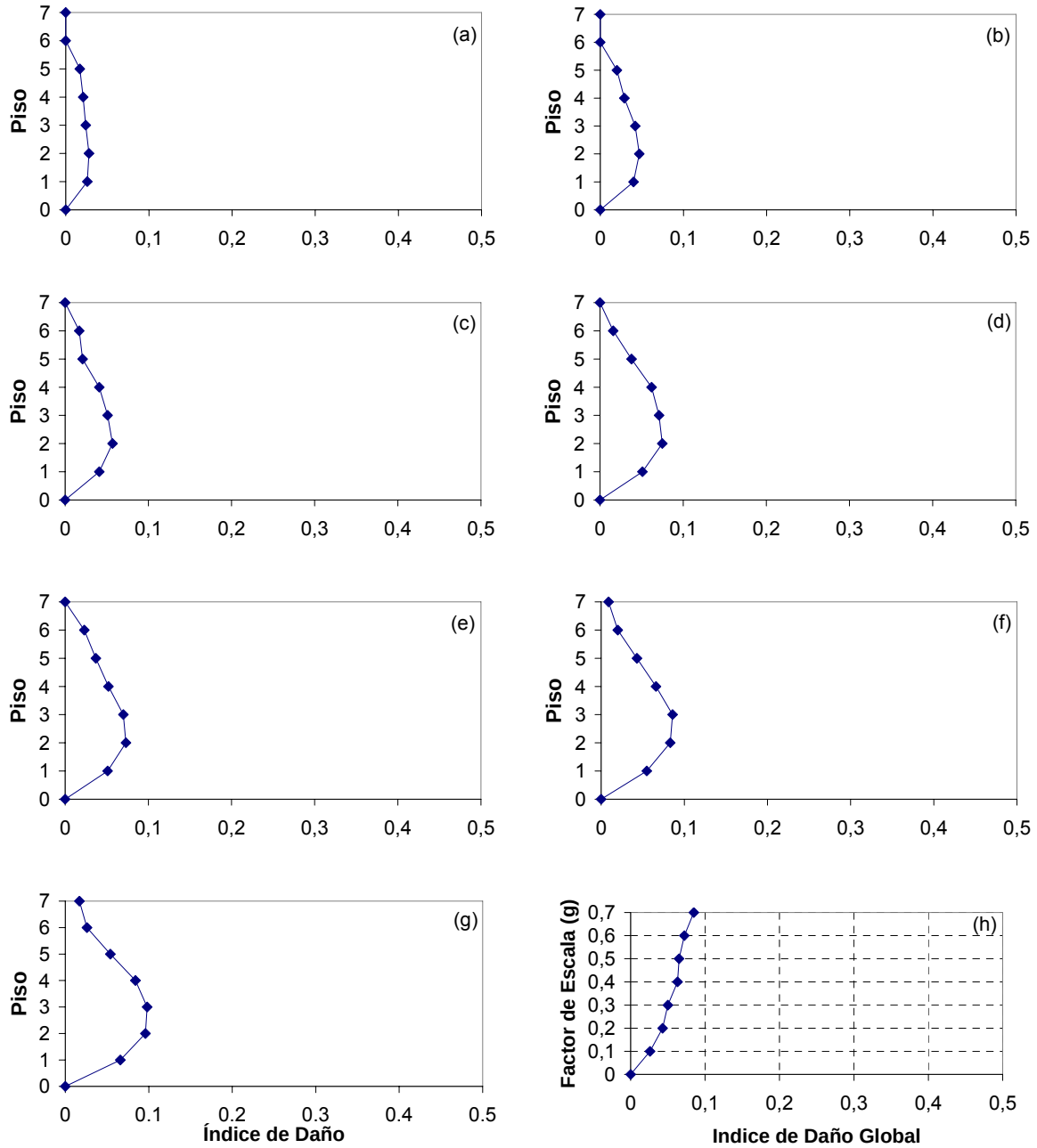


Figura 5. 30. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.1.10. SISMO PRETOLIA

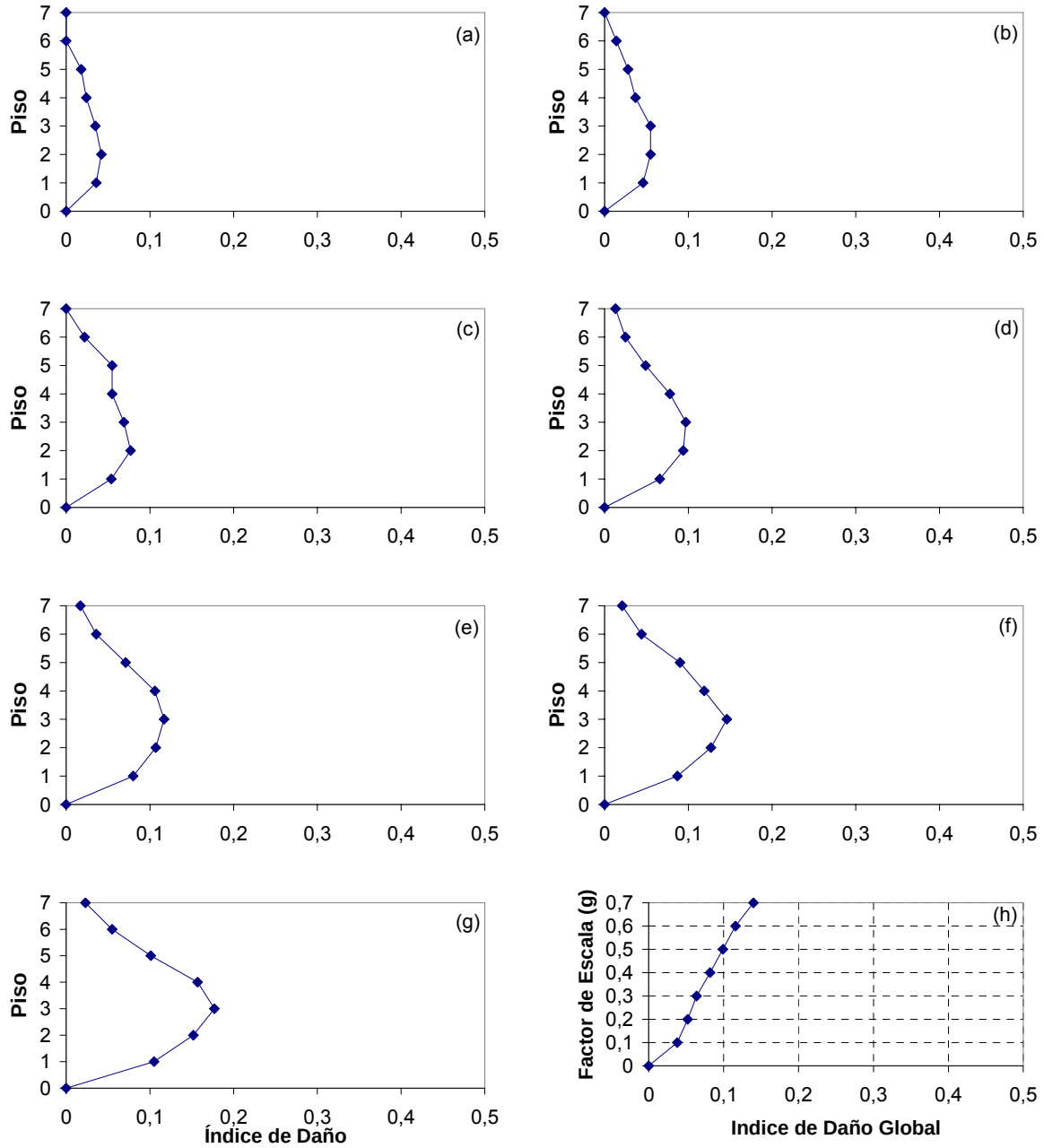


Figura 5.31. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2. DIRECCIÓN Y

Aunque los índices de daño son mayores que en la dirección x, todavía están dentro del rango considerado como daño leve. Los pisos intermedios sufren mayor daño y a partir de 0.5g los índices del piso superior se incrementan repentinamente. En la tabla 5.5 se presenta el índice de daño global para cada sismo y factor de escala. La figura 5.32 indica que los sismos más destructivos (mayores índices de daño) son aquellos con relación de frecuencias cercana a uno, igual que en la dirección x.

Sismo	Índice de Daño Global						
	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g	0,6g	0,7g
Coalinga	0,000	0,048	0,046	0,065	0,074	0,149	0,164
Dulce	0,019	0,043	0,053	0,075	0,086	0,105	0,126
Friuli	0,000	0,000	0,000	0,018	0,019	0,021	0,025
Helena	0,019	0,044	0,080	0,119	0,149	0,183	0,212
Loma Prieta	0,000	0,020	0,027	0,035	0,046	0,059	0,074
Mammoth	0,018	0,034	0,048	0,062	0,074	0,095	0,111
Montenegro	0,037	0,054	0,071	0,095	0,100	0,116	0,121
Pretolia	0,046	0,089	0,110	0,143	0,211	0,227	0,251
Umbria	0,017	0,030	0,043	0,044	0,051	0,062	0,073
Whittier	0,000	0,000	0,000	0,017	0,020	0,022	0,027

Tabla 5. 5. Índice de daño global (dirección y)

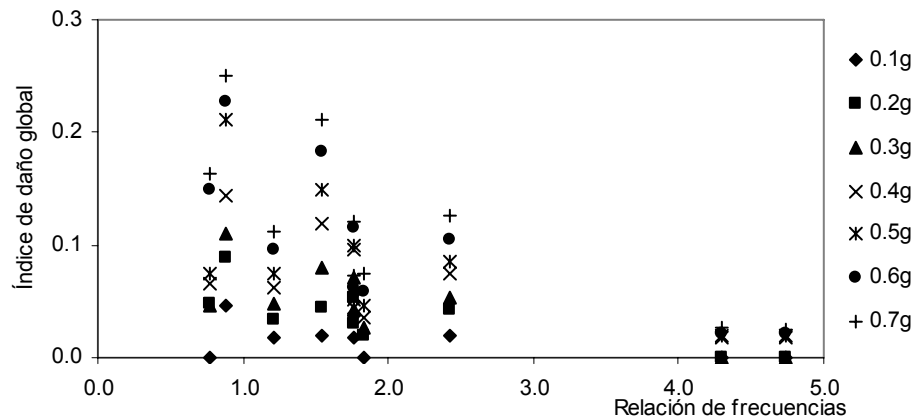


Figura 5. 32. Relación de frecuencias contra índice de daño global (Dirección y)

5.7.2.1. SISMO COALINGA

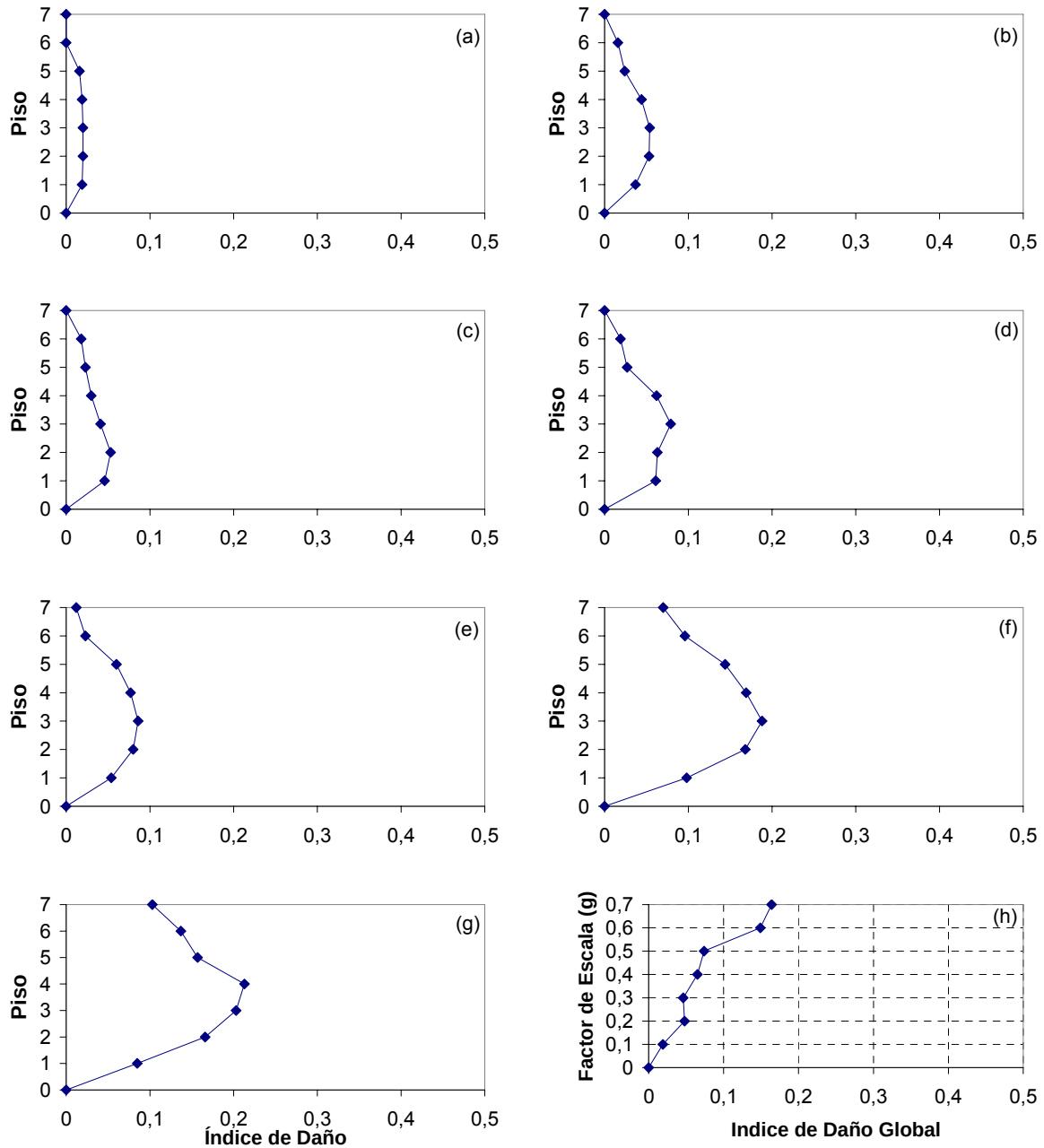


Figura 5.33. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.2. SISMO FRIULI

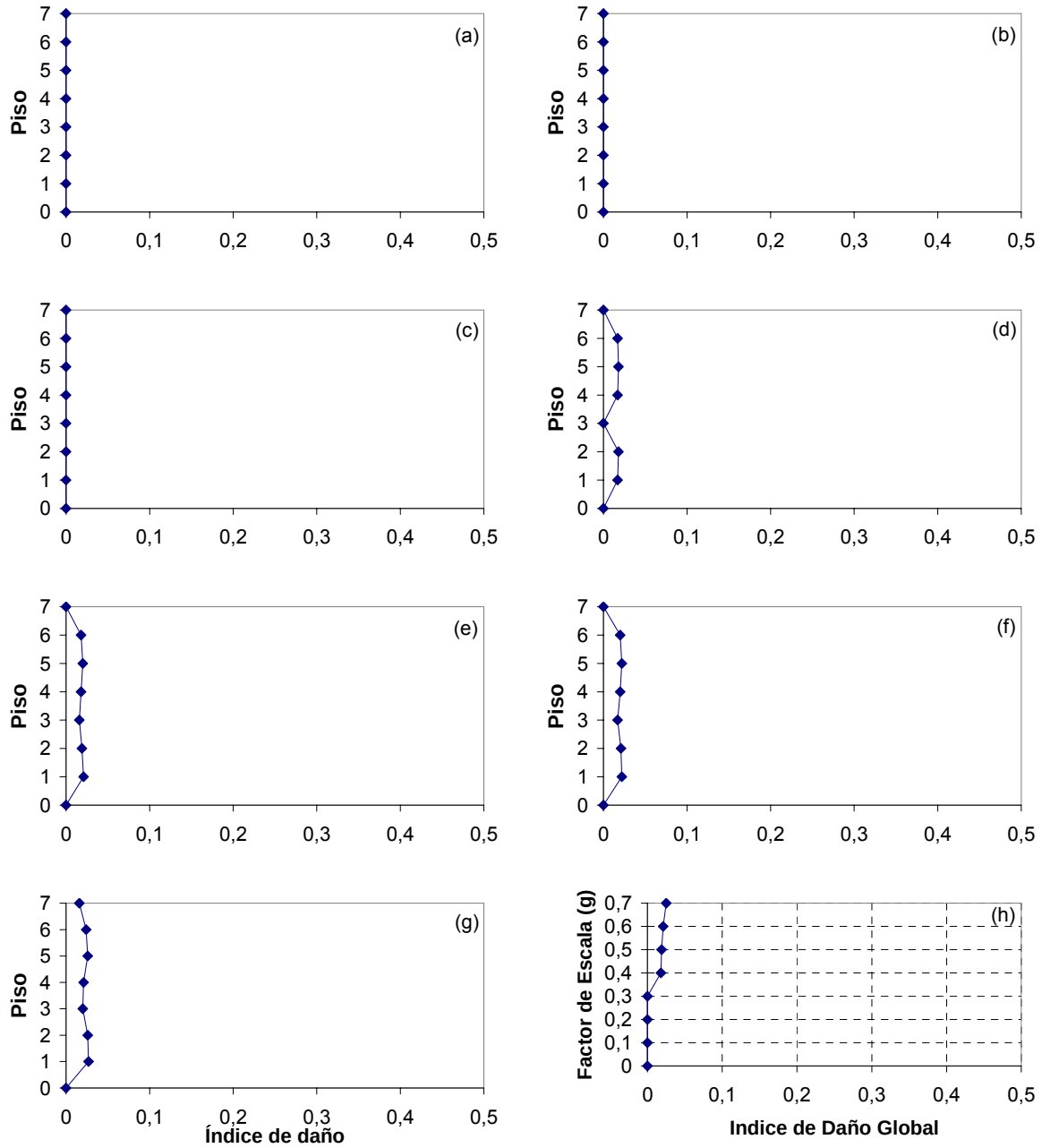


Figura 5. 34. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.3. SISMO HELENA

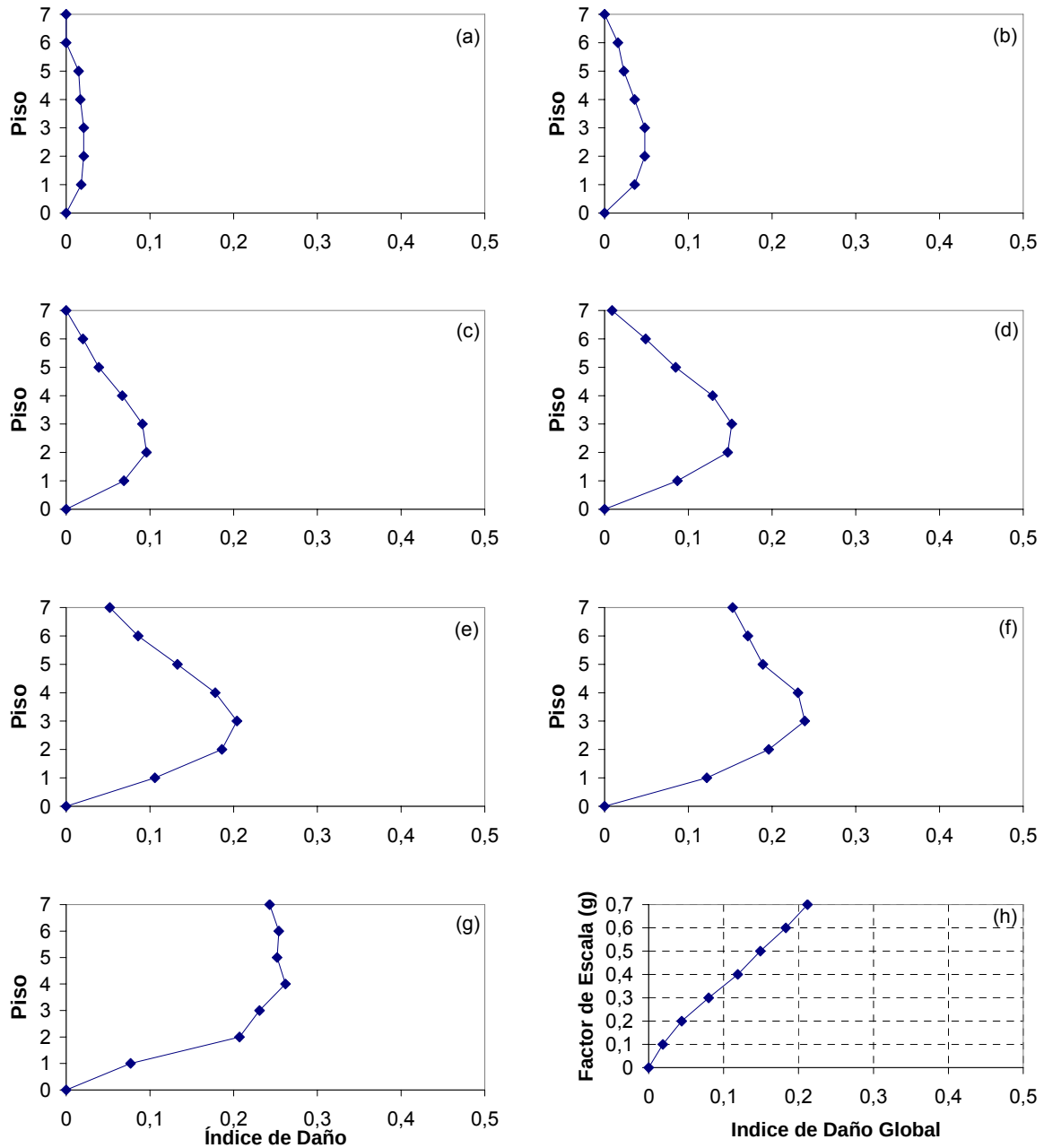


Figura 5.35. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.4. SISMO MAMMOTH

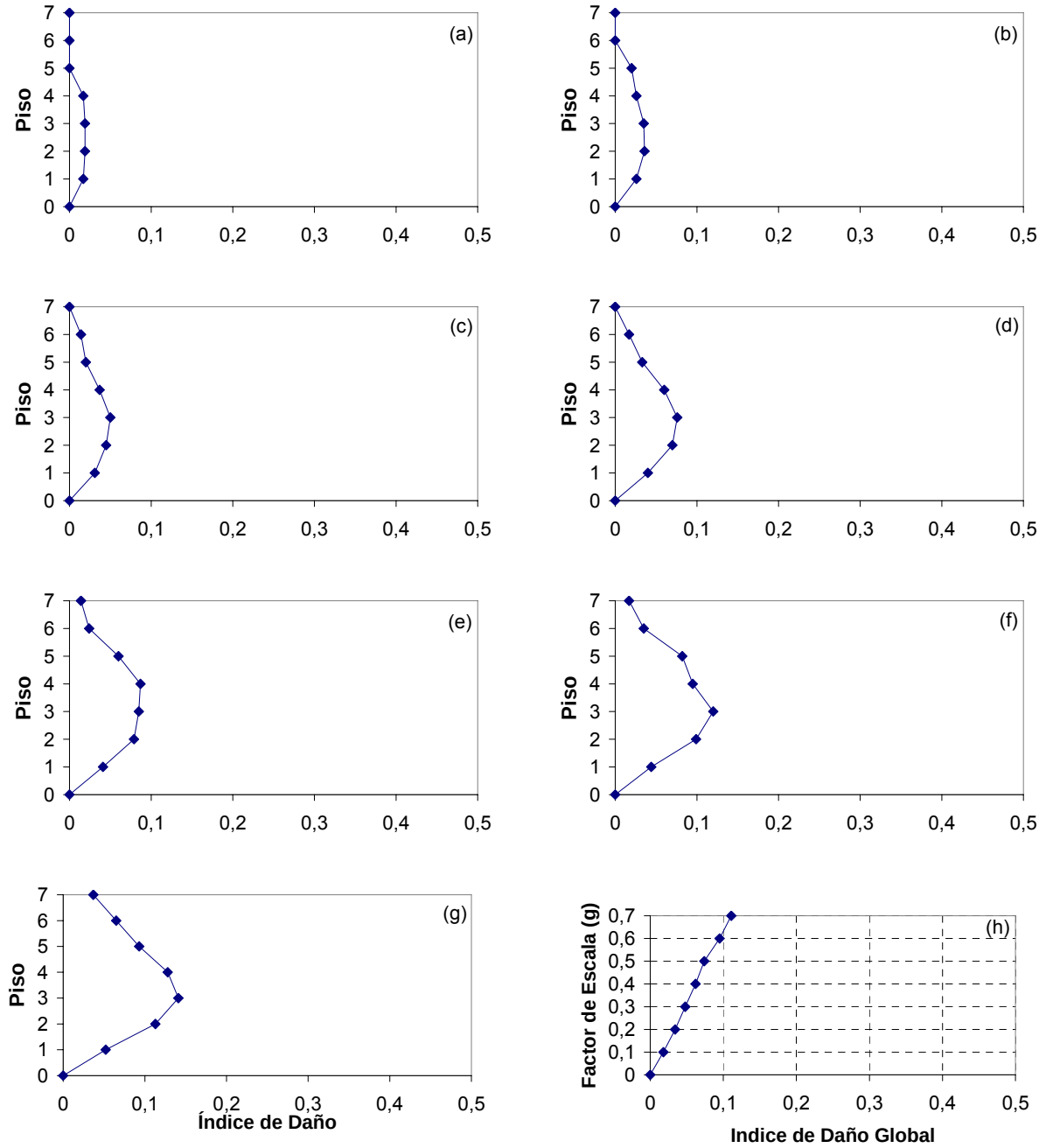


Figura 5.36. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.5. SISMO UMBRÍA

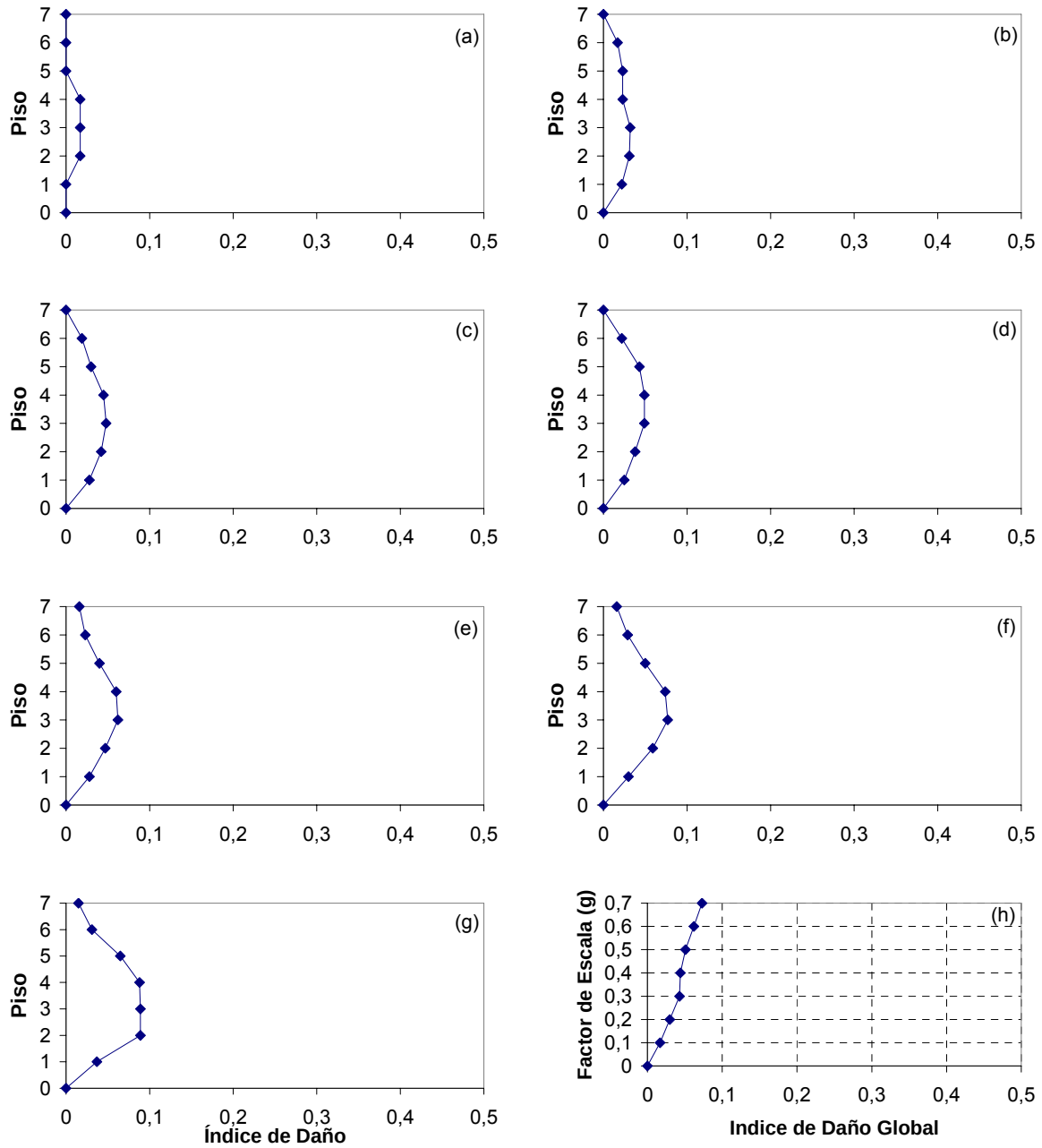


Figura 5.37. Índices de daño por piso Sismo Umbria: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.6. SISMO WHITIER

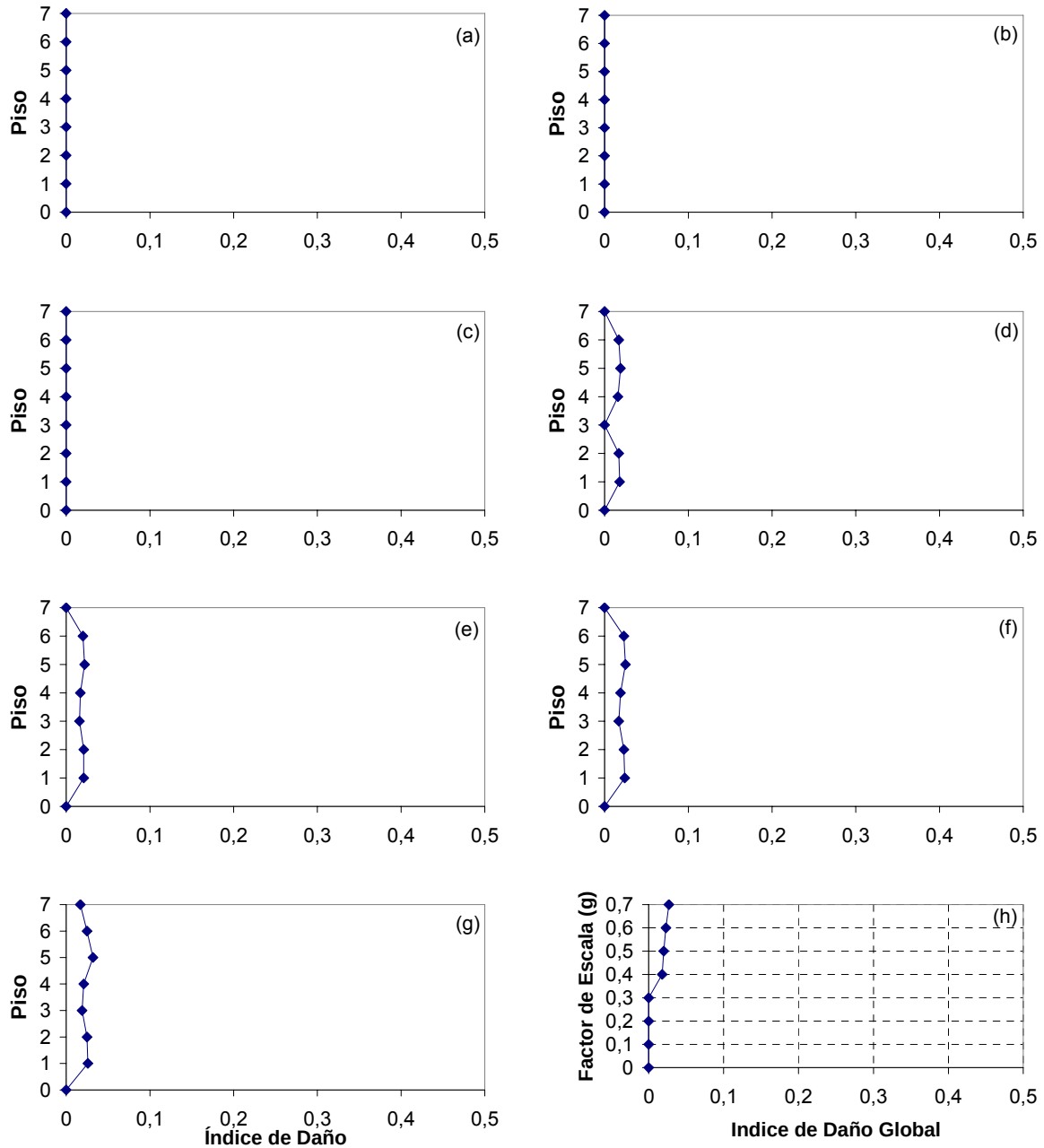


Figura 5.38. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.7. SISMO DUZCE

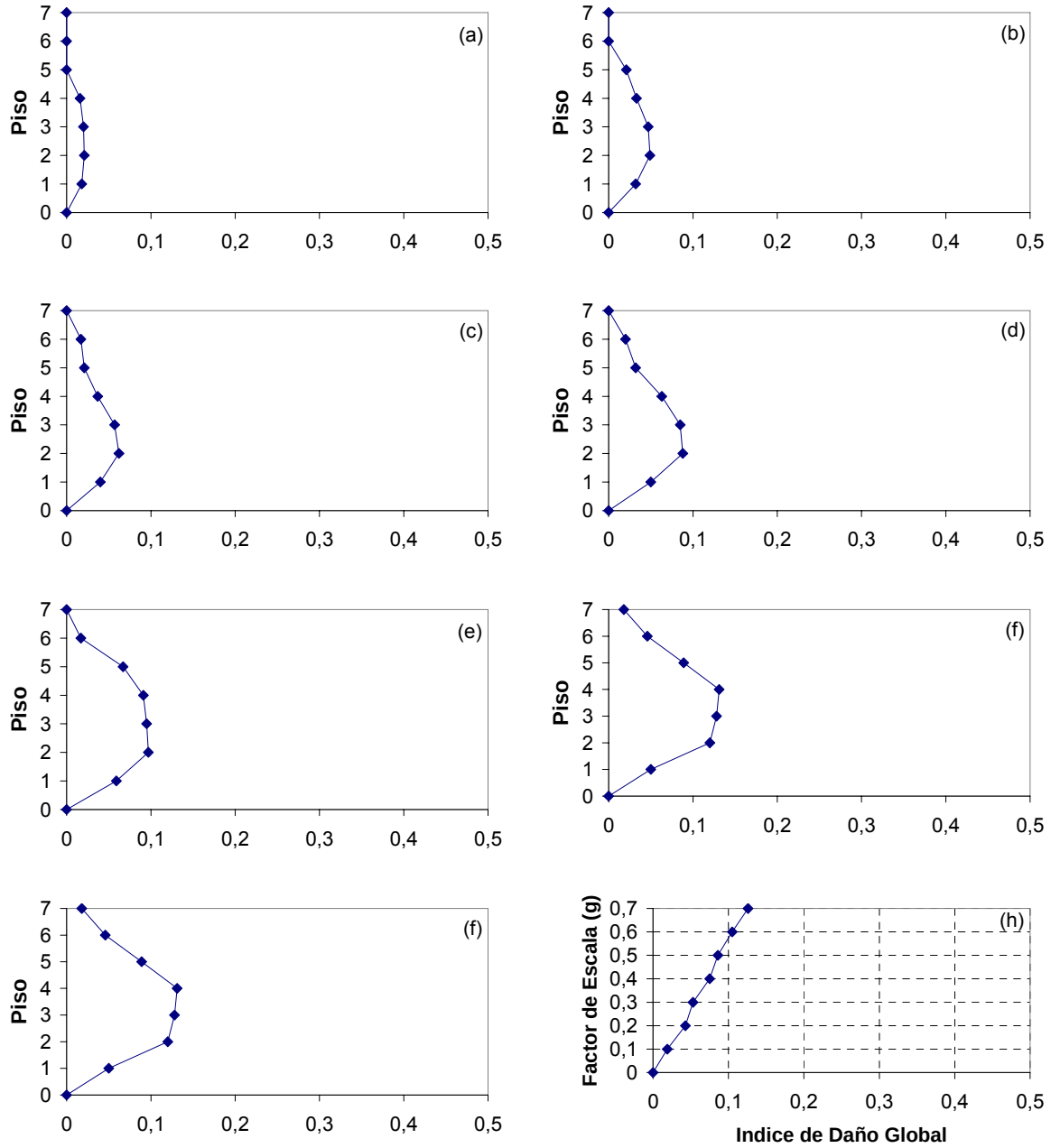


Figura 5. 39. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.8. SISMO LOMA PRIETA

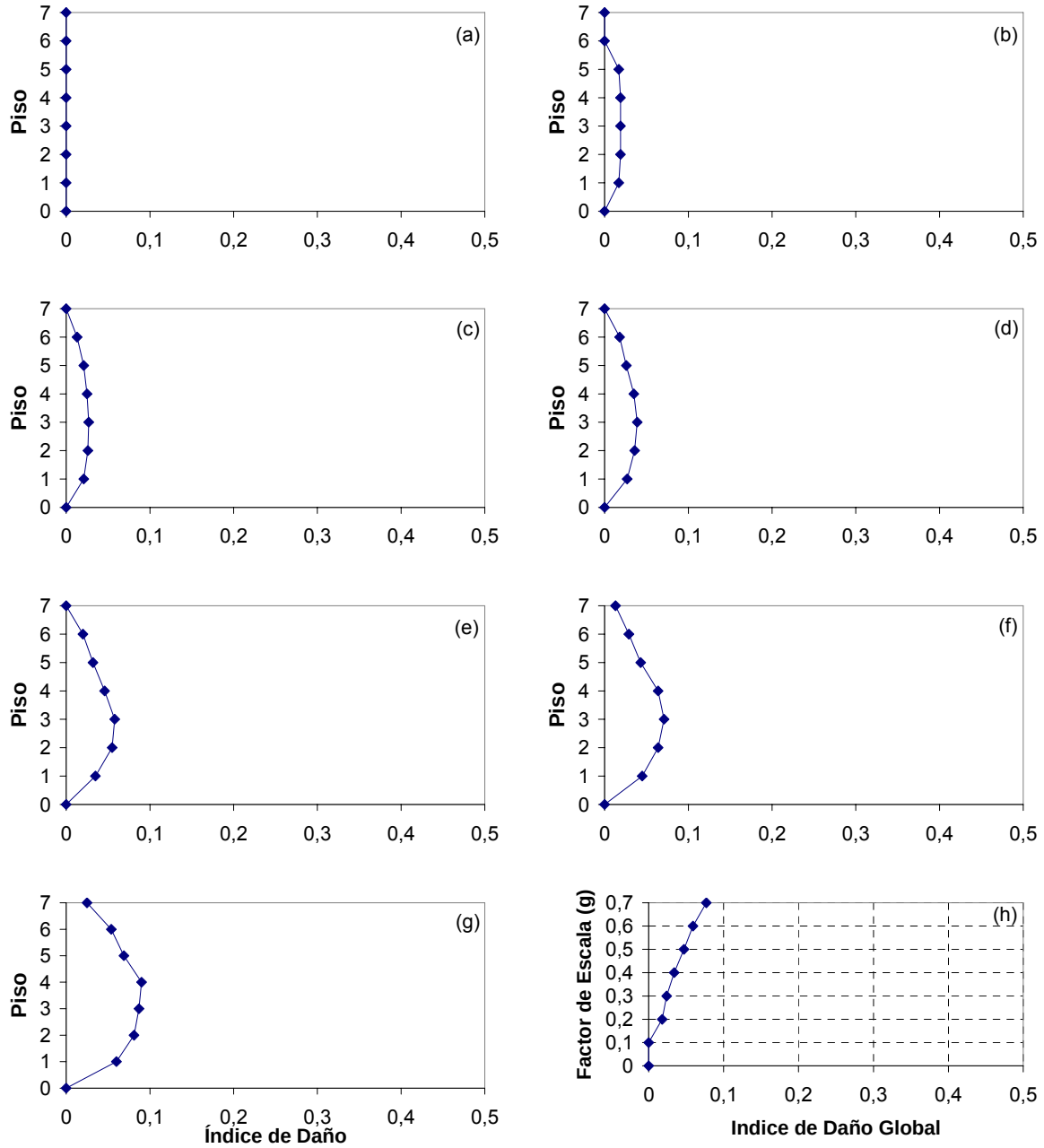


Figura 5. 40. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.9. MONTENEGRO

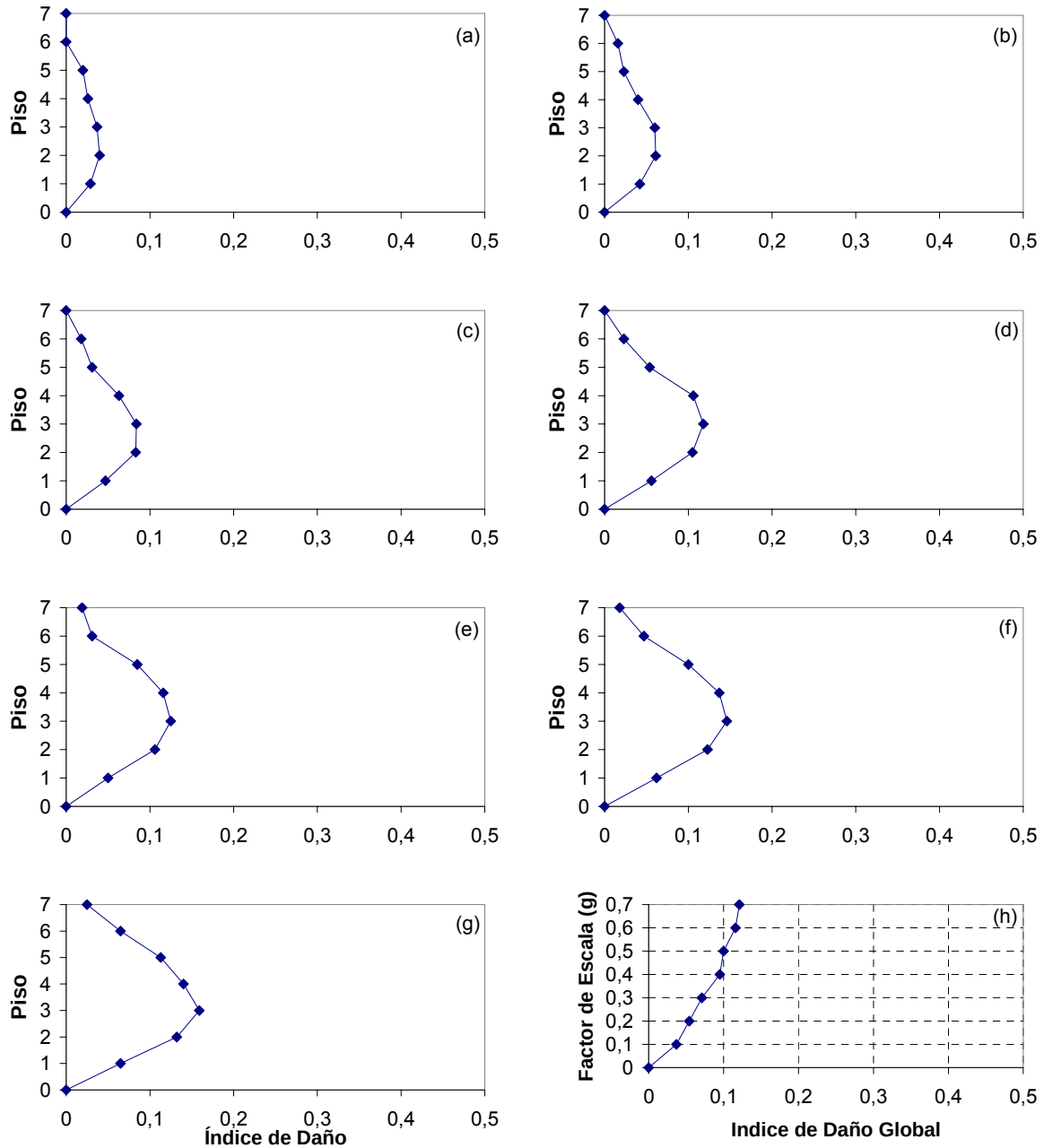


Figura 5. 41. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.2.10. SISMO PRETOLIA

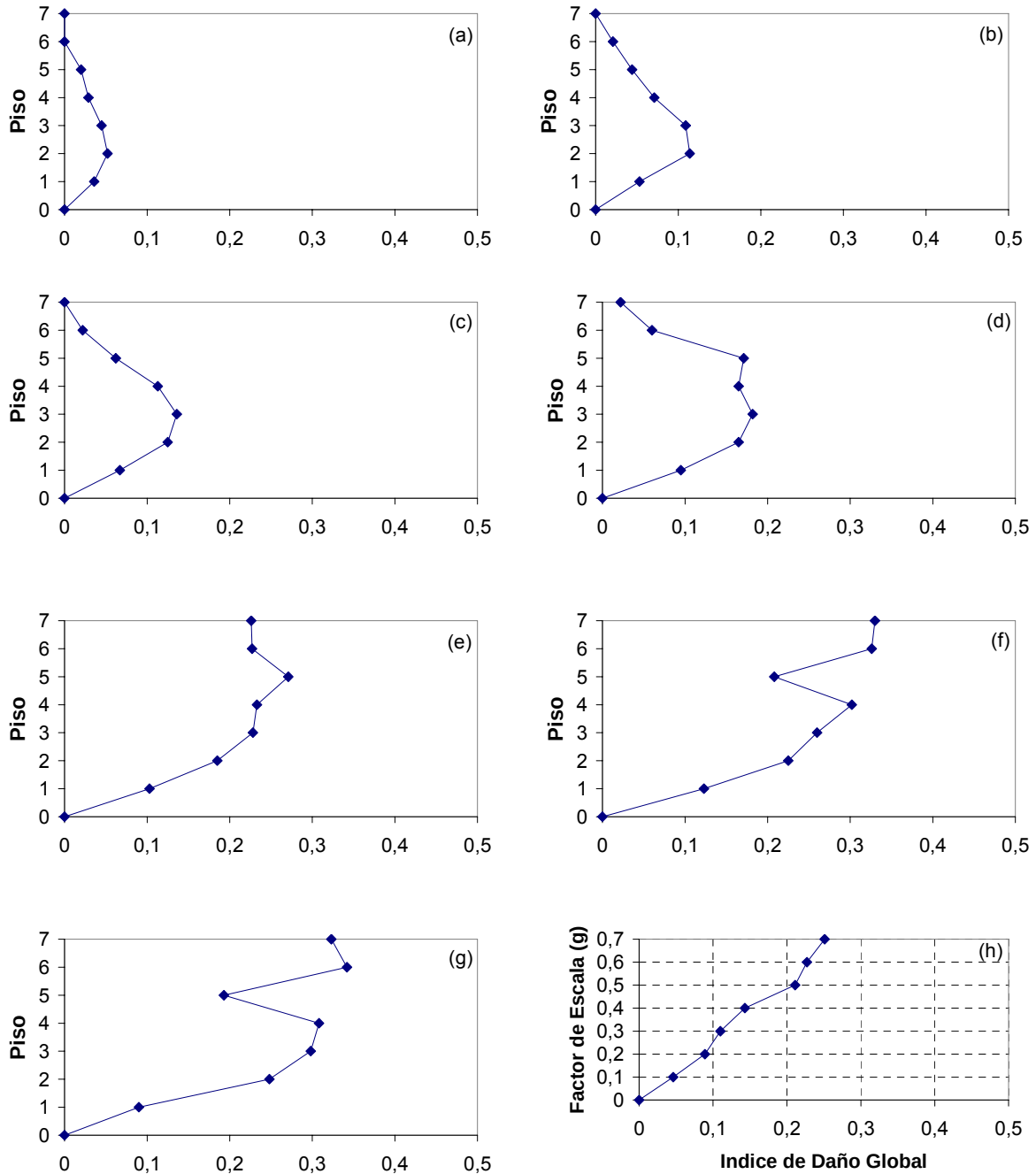


Figura 5. 42. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

5.7.3. EFECTO DEL SISMO SOBRE EL ÍNDICE DE DAÑO EN LOS NIVELES DE PISO

En la dirección x, la relación entre los índices de daño de piso y factor de escala del sismo fue aproximadamente lineal. En la dirección y, cuando los sismos Pretolia y Helena se escalan a más de 0.3g, se presenta un aumento repentino en el daño de los pisos superiores, (figuras 5.50b, 5.51b y 5.52b) debido a la fisuración de todas las columnas del primer piso y fluencia de las vigas de los pisos 5 y 6. El cambio debido al sismo de Pretolia es más pronunciado debido a la fluencia también de las vigas del último piso. Con respecto al sismo Coalinga, cuando se escala a un valor mayor que 0.5g se presenta la rotulación de la parte inferior de las columnas del primer piso, lo que incrementa el daño de los demás pisos de la estructura. La diferencia para altos valores de aceleración de los sismos anteriores (Pretolia, Helena y Coalinga) con respecto a los demás, radica en que éstos logran que las columnas del primer piso se rotulen con un aumento sustancial de las derivas de entrepiso y con ello del daño (figura 5.43).

STORY	DRIFT RATIO(%)	STORY	DRIFT RATIO(%)
7	.28	7	.87
6	.53	6	1.13
5	.83	5	1.44
4	1.11	4	1.63
3	1.17	3	1.70
2	.98	2	1.36
1	.51	1	.64

Figura 5. 43. Porcentajes de deriva (a) antes y (b) después de la fluencia de las columnas del primer piso

Las derivas están estrechamente relacionadas con el daño, como se muestra en la siguiente figura, que corresponde a los valores de daño para las derivas anteriores.

***** STORY LEVEL DAMAGE INDICES *****				***** STORY LEVEL DAMAGE INDICES *****			
STORY	BEAM-SLAB DAMAGE	COL-WALL DAMAGE	WEIGHTING FACTOR	STORY	BEAM-SLAB DAMAGE	COL-WALL DAMAGE	WEIGHTING FACTOR
7	.012	.000	.000	7	.070	.000	.028
6	.023	.000	.011	6	.096	.000	.076
5	.060	.000	.081	5	.144	.000	.153
4	.077	.000	.174	4	.169	.000	.158
3	.086	.000	.260	3	.188	.000	.205
2	.080	.000	.274	2	.168	.000	.211
1	.053	.002	.200	1	.091	.007	.169
OVERALL STRUCTURAL DAMAGE :		.074		OVERALL STRUCTURAL DAMAGE :		.149	

Figura 5. 44. Índices de daño para el sismo de Coalinga escalado a (a) 0.5g y (b) 0.6g

Una situación peculiar que se puede ver en algunas de las figuras 5.46-5.52 es la disminución del índice de daño de piso cuando se pasa de un factor de escala menor a uno mayor (por ejemplo de 0.6g a 0.7g). Esto en esencia es debido a que los mecanismos de colapso ocasionados por los dos factores de escala no son necesariamente los mismos, haciendo por ejemplo, que para algún instante de tiempo un elemento se rotule y para otro no, cambiando así la secuencia de daño posterior.

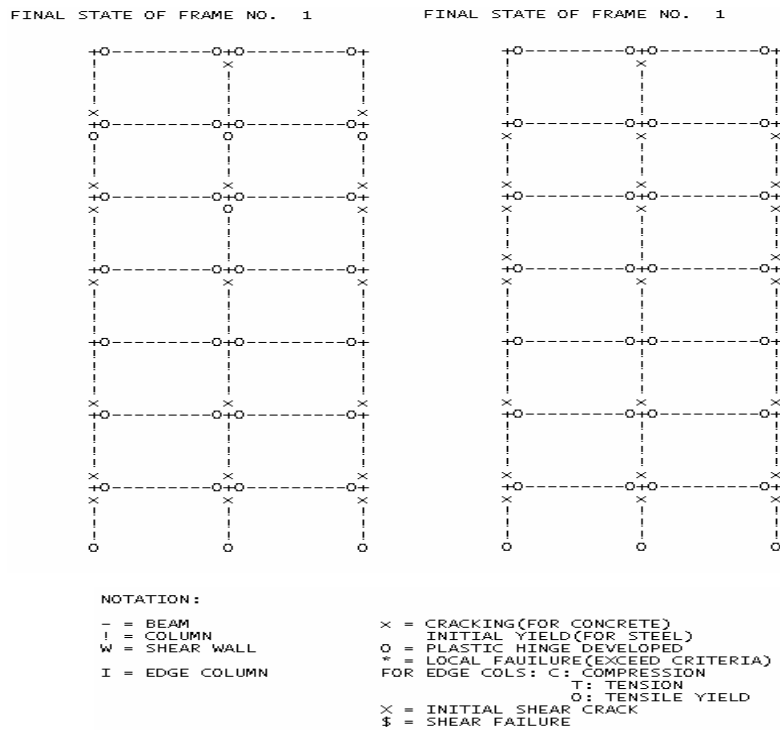


Figura 5. 45. Estados de falla para el sismo Coalinga (a) escalado a 0.6g y (b) escalado a 0.7g

5.7.3.1. PRIMER PISO

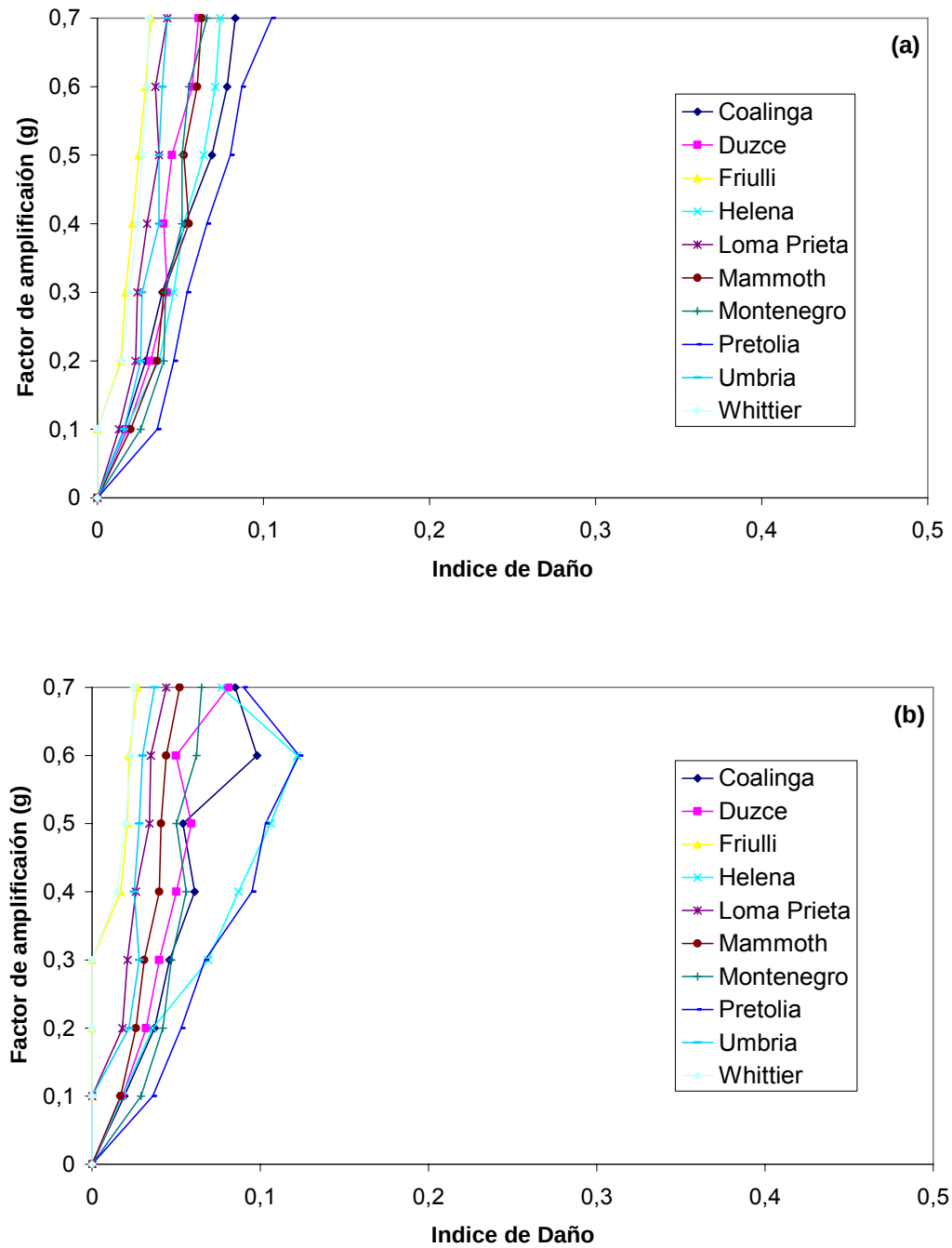


Figura 5. 46. Daño del primer piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.7.3.2. SEGUNDO PISO

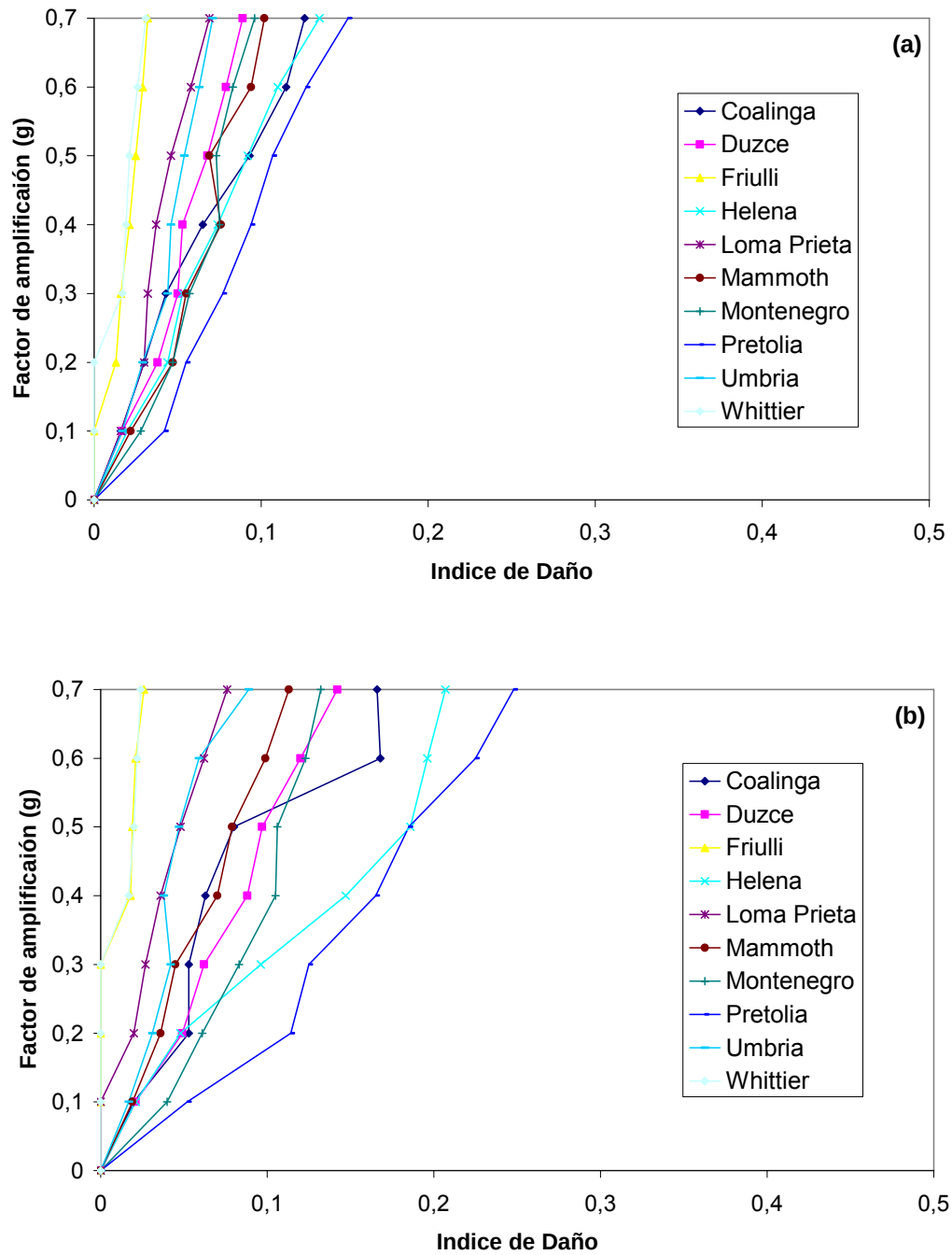


Figura 5. 47. Daño del segundo piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.7.3.3. TERCER PISO

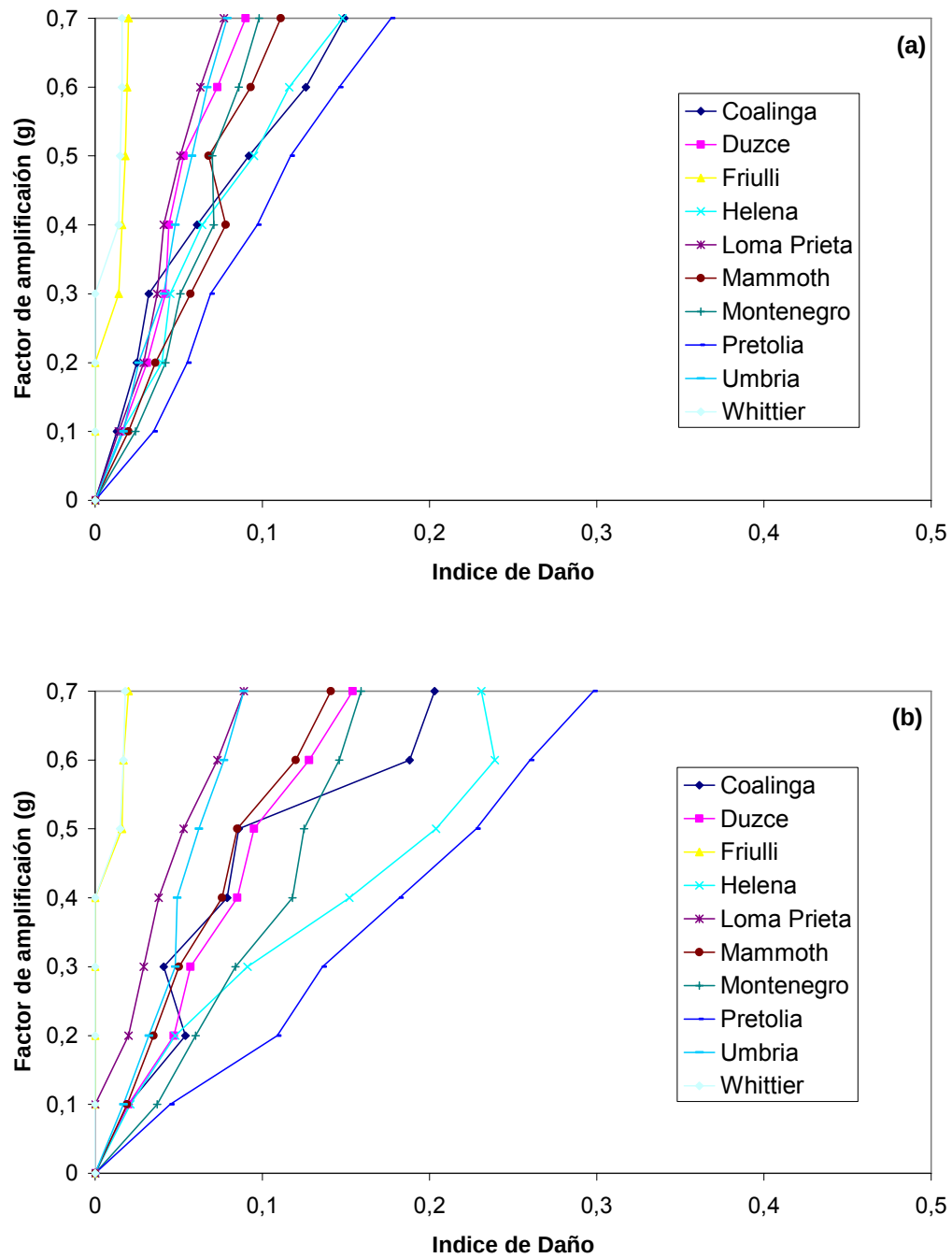


Figura 5. 48. Daño del tercer piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.7.3.4. CUARTO PISO

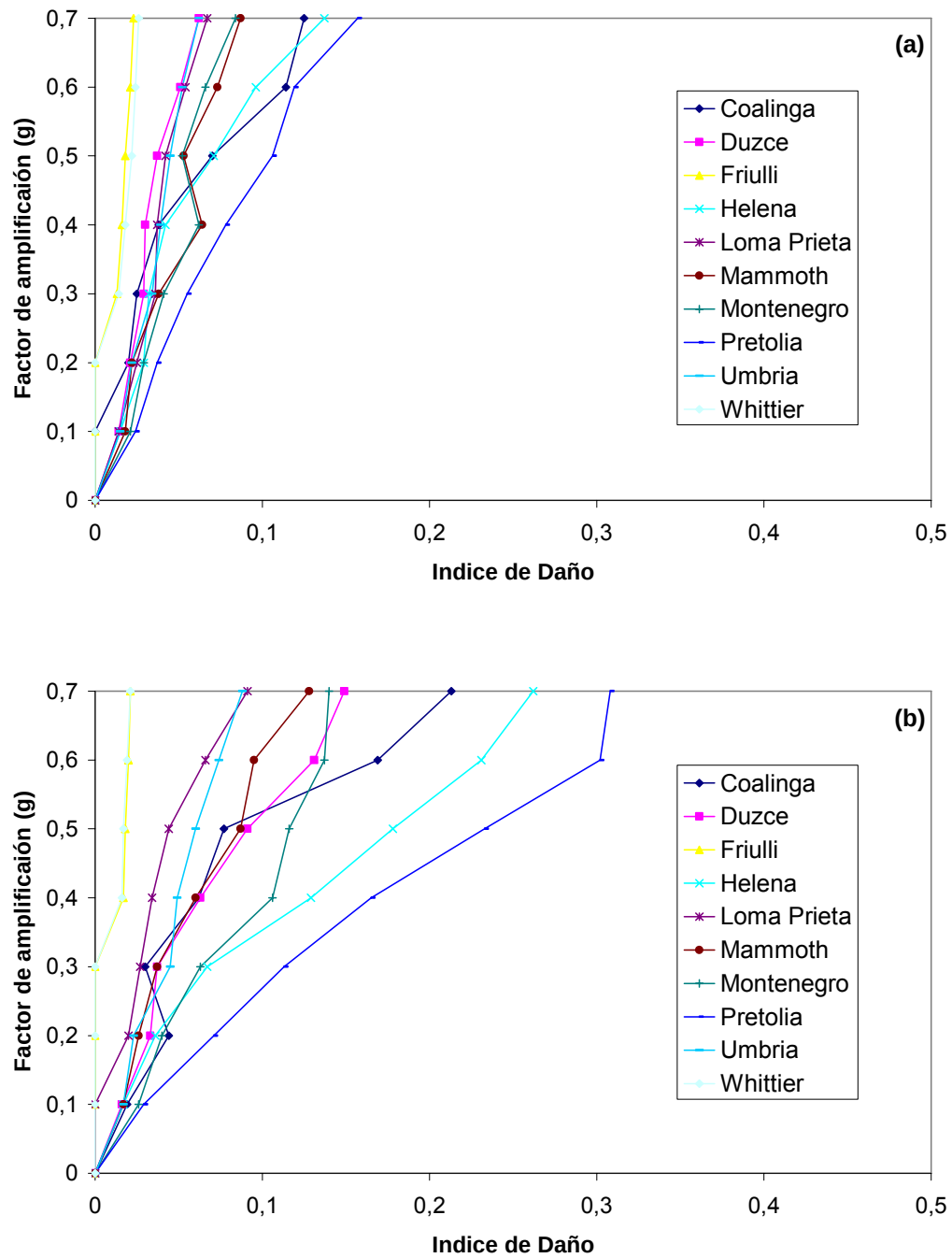


Figura 5. 49. Daño del cuarto piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.7.3.5. QUINTO PISO

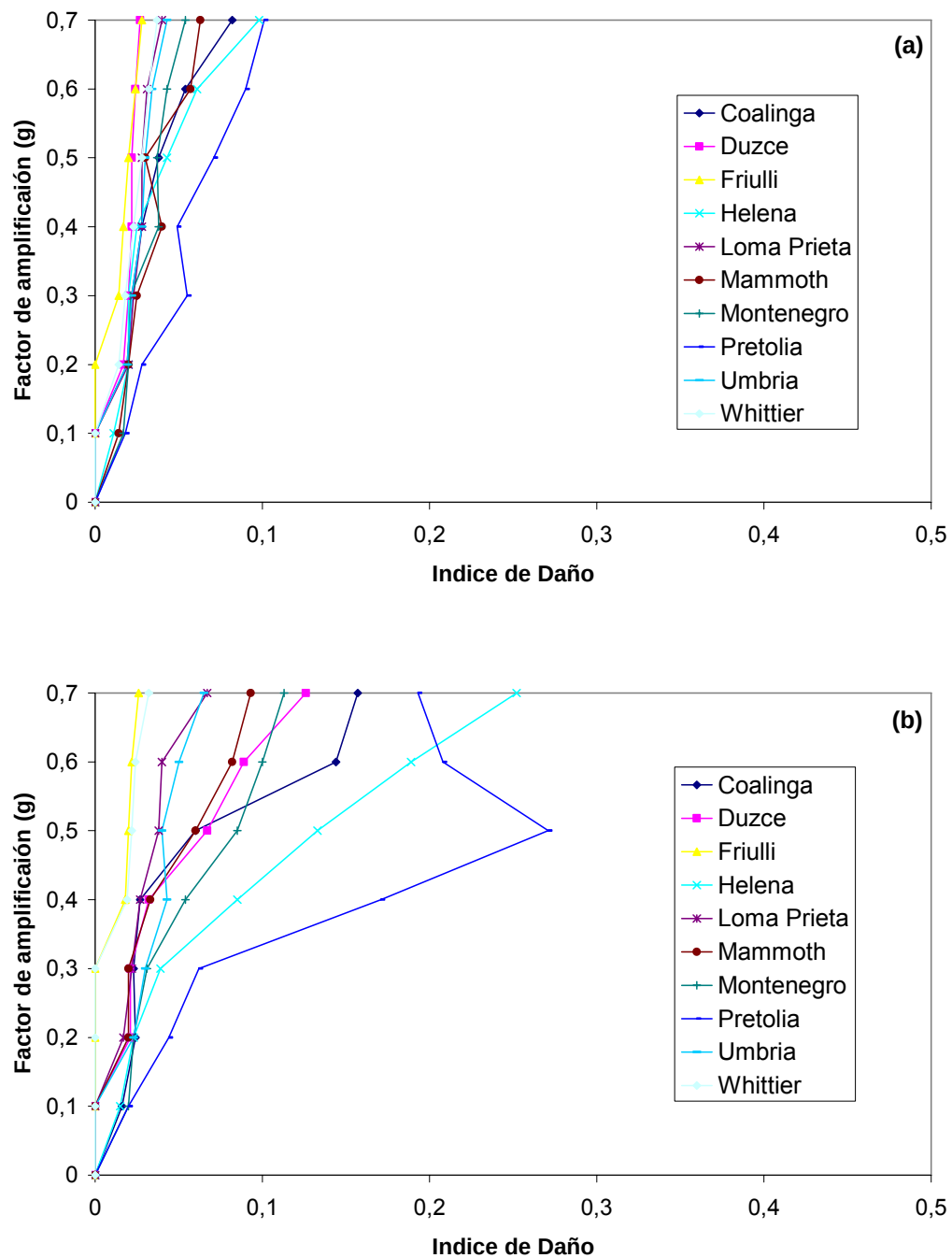


Figura 5. 50. Daño del quinto piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.7.3.6. SEXTO PISO

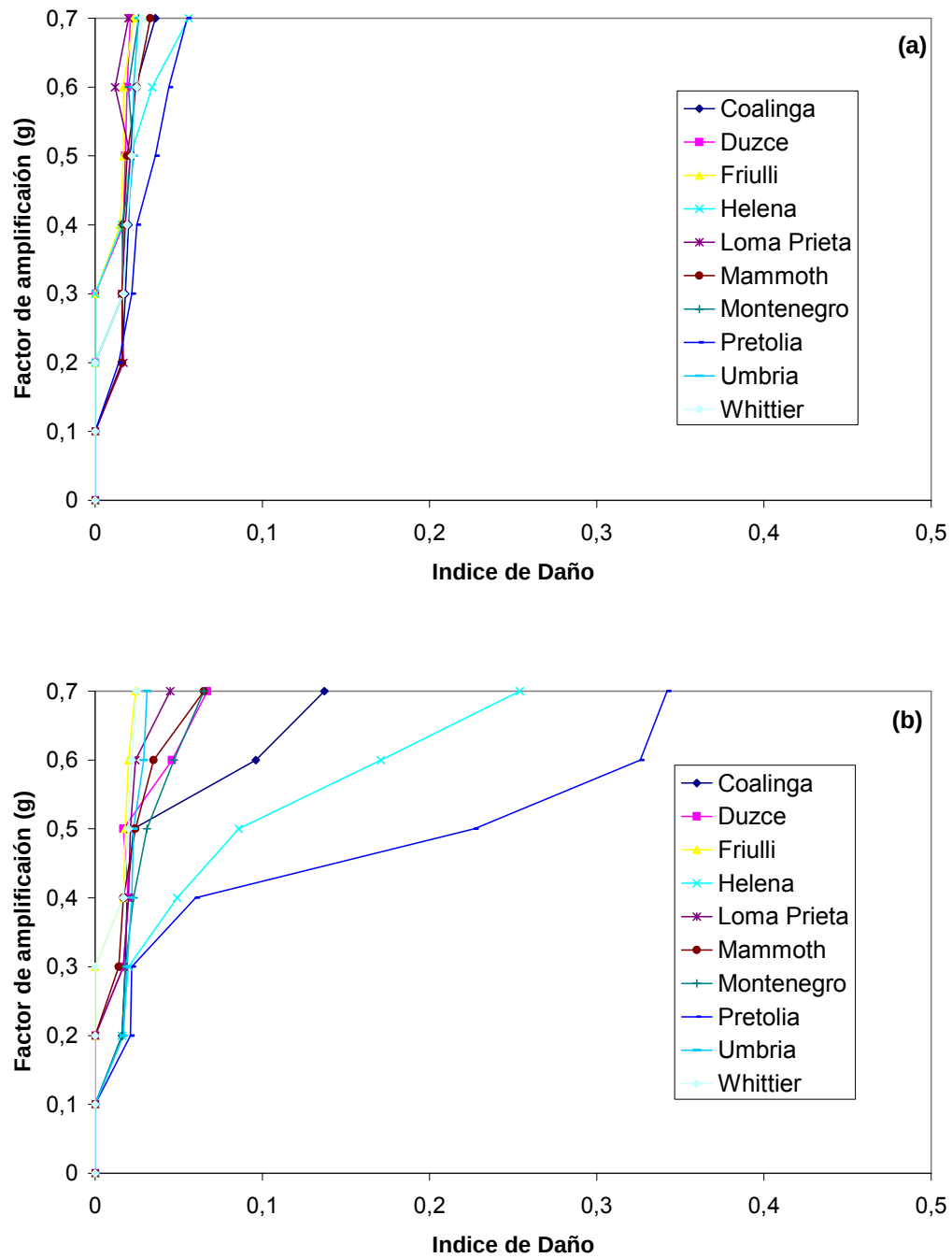


Figura 5. 51. Daño del sexto piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.7.3.7. SÉPTIMO PISO

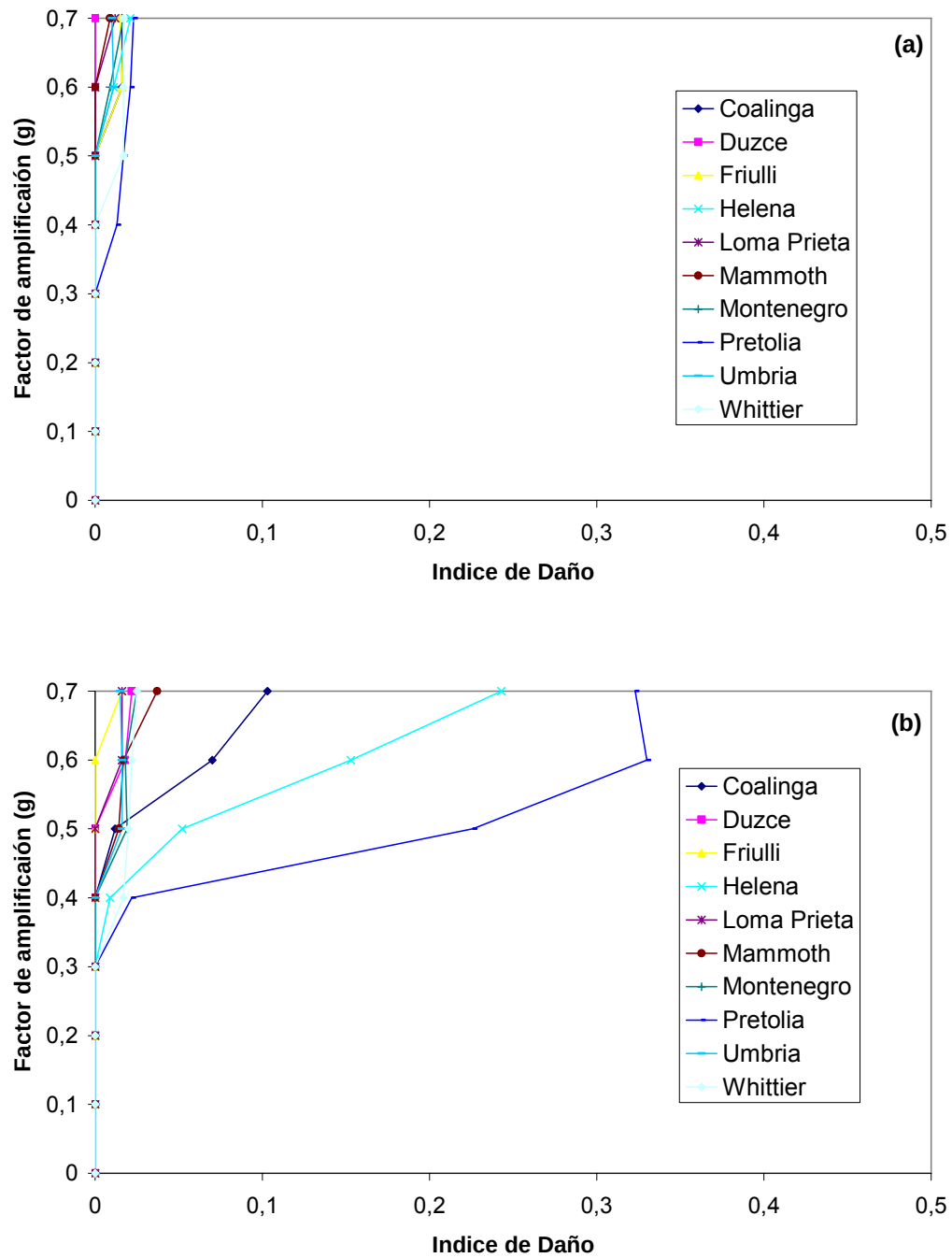


Figura 5. 52. Daño del séptimo piso: (a) Dirección x; y (b) Dirección y

5.8. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG

Entre las ventajas se encuentran las siguientes:

- Es el índice de daño más utilizado en estudios de valoración de daño.
- El parámetro adimensional β ha sido calibrado con datos de daño real y datos de laboratorio y se sugiere un valor de 0.15 para elementos de concreto reforzado.
- Cuenta con una herramienta computacional como IDARC 2D que facilita su cálculo.
- Cuenta con estados de daño bien definidos, que permiten una interpretación física de los valores numéricos obtenidos.
- Permite cuantificar el daño experimentado por cada elemento, permitiendo conocer en detalle su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas. Esto hace que sea muy útil en estudios de patologías estructurales o rehabilitación de una estructura.

Las siguientes son sus principales desventajas más notorias:

- El índice de daño puede tomar valores mayores que uno cuando se alcanza la ductilidad última.
- Depende del valor asignado a la constante β que representa la degradación de algunas propiedades como la rigidez. Si no se tiene un criterio adecuado a la hora de valorar este parámetro, los índices obtenidos no representarán adecuadamente el daño experimentado por la estructura.

6. ÍNDICE DE DAÑO BASADO EN DUCTILIDAD Y DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

6.1 INTRODUCCIÓN

La ductilidad es quizás el parámetro más utilizado para definir el comportamiento no lineal de la estructura, debido a que su determinación se puede hacer de forma relativamente fácil y su interpretación es clara. La ductilidad ha tenido tantos defensores como detractores, con la discusión girando en torno a que si un solo parámetro es capaz de representar el grado de daño de la estructura y que tanto contribuyen los otros ciclos de carga al nivel de daño. Por ejemplo, Chai, 1995, plantea que la utilización de la ductilidad como indicador de daño es bastante inadecuada ya que tiene en cuenta implícitamente que el nivel de daño es solo debido a la deformación máxima y que por lo tanto es independiente del número de ciclos de carga o de la energía plástica de deformación disipada por la estructura.

De otra parte en un estudio de laboratorio hecho por William *et al*, 1997, en el cual se determinaron 8 diferente índices de daño a un juego de vigas con diferentes relaciones momento a cortante y espaciamiento de estribos, se encontró que el daño sufrido por la estructura estaba relacionado principalmente al nivel de deformación y que el número de ciclos de carga tenía un efecto pequeño, por lo tanto, mediciones basadas en ductilidad podían llegar a representar más confiablemente el grado de daño que muchos índices de mayor complejidad. Lo anterior lleva a la necesidad de investigar más en este campo con el fin de aumentar el conocimiento y la confiabilidad en los índices de daño.

En el presente capítulo se plantea una metodología, basada en la ductilidad y degradación de la rigidez, para el cálculo del índice de daño de la estructura estudiada.

6.2 TEORÍA PRELIMINAR Y PRESENTACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO

Este índice de daño fue propuesto en 2004 por Payam Khashaei¹ en el artículo titulado Diseño Sísmico de Estructuras Basado en Daño, y es básicamente la modificación de algunos índices ya existentes.

Inicialmente, en 1977, Lybas y Sozen cuantificaron el daño estructural como función de la rigidez secante, como sigue:

$$D_E = \frac{k_0}{k_r} \quad \text{Ec. 6. 1}$$

Donde k_0 es la rigidez inicial del sistema y k_r es la rigidez secante reducida correspondiente al máximo desplazamiento². Cuando el sistema se somete a carga sísmica, el índice cambia cada vez que se alcanza una nueva máxima deformación.

La explicación gráfica de lo anterior puede verse en la figura 6.1.

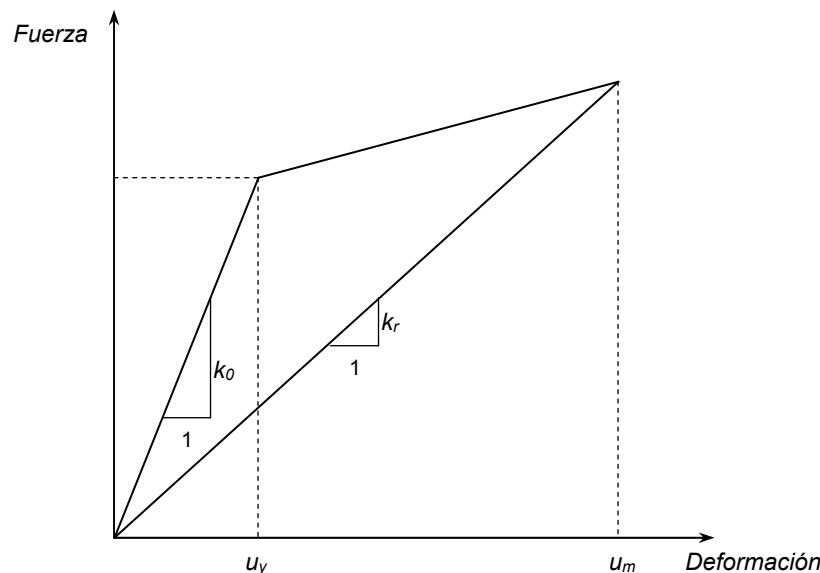


Figura 6. 1. Rigidez inicial y secante de un sistema no lineal

¹ Ph. D. Candidate, Mechanical Engineering Department, Southern Methodist University, Dallas.

² Seismic Damage Assessment of Inelastic RC Structures; Sashi Kunnath y Carl Jenne; 1994

En 1994, en su artículo titulado Valoración de la Demanda Sísmica de Estructuras Inelásticas de Concreto Reforzado, Kunnath y Jenne determinaron el daño de una pila de un puente, utilizando cuatro índices diferentes, uno de esos era el de Lybas y Sozen, pero propusieron una modificación para que no tomara valores mayores que uno, de manera que se definió un rango de valores entre 0 y 1.

La modificación propuesta fue la siguiente:

$$D_R = 1 - \frac{k_r}{k_0} \quad \text{Ec. 6. 2}$$

Pero con la anterior expresión difícilmente se puede obtener uno, se necesitaría que la pendiente secante k_r fuera cero, esto implicaría una ductilidad que tienda al infinito, lo que es imposible. Además, el índice obtenido en el estado de colapso, es diferente para cada sistema, porque depende de varias características de su relación fuerza-deformación, como la rigidez antes y después de la fluencia o la ductilidad última.

En 2004, Payam Khashaee propuso una modificación al índice de Kunnath-Jenne. Suponiendo un comportamiento perfectamente bilineal (figura 6.2), Khashaee reescribe la ecuación en el estado límite de colapso (ecuación 6.2), de la siguiente manera:

$$D_{KJ(\text{colapso})} = 1 - \frac{k_m}{k_0} = 1 - \frac{(Q_y + \Delta Q_u)/u_u}{Q_y/u_y} = 1 - \frac{(Q_y + \Delta Q_u)}{Q_y} \frac{1}{\mu_u} \quad \text{Ec. 6. 3}$$

donde,

$$Q_y = k_0 u_y,$$

$$\Delta Q_u = \alpha k_0 (u_u - u_y),$$

α = cociente entre la rigidez después y antes de la fluencia.

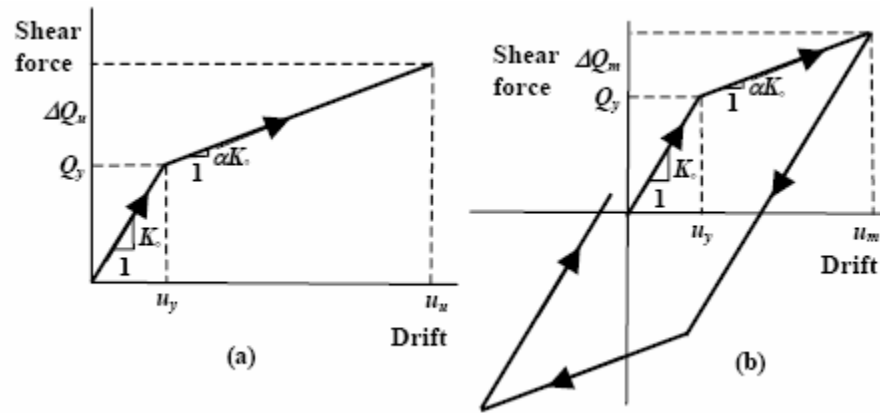


Figura 6. 2. Comportamiento bilineal bajo: (a) carga estática monotónica; y (b) carga sísmica (cíclica) ¹

La ecuación 6.3 puede ser reducida a:

$$D_{KJ(\text{colapso})} = (1 - \alpha)(1 - \mu_u^{-1}) \quad \text{Ec. 6. 4}$$

Cuando la deformación máxima ocurre en la primera incursión en la fluencia (figura 6.2b), ΔQ_m es idéntico a $\alpha k_0(u_m - u_y)$. De cualquier otra manera, $\alpha k_0(u_m - u_y)$ es sólo una aproximación a ΔQ_m . Según Zahrah y Hall (1984) para materiales con comportamiento bilineal y cociente entre la rigidez después y antes de la fluencia menor que 10%, la influencia de α en la respuesta y en los parámetros de energía es menor².

De manera que el índice de daño de Kunnath y Jenne, cuando se presenta la máxima deformación (no necesariamente la deformación última) puede ser reescrito así:

$$D_{KJ} = (1 - \alpha)(1 - \mu^{-1}) \quad \text{Ec. 6. 5}$$

La ecuación 6.5 puede ser normalizada dividiéndola por la ecuación 6.4:

¹ Figura tomada del artículo Damage-Based Seismic Design of Structures; Payam Khashaee; 2004, pag 4

² Damage-Based Seismic Design of Structures; Payam Khashaee; 2004; pag 4.

$$D_P = \frac{1 - \mu^{-1}}{1 - \mu_u^{-1}} \quad \text{Ec. 6. 6}$$

En donde la ductilidad última μ_u es mayor que uno. Este es el índice de daño propuesto por Payam Khashaee en 2004, y se basa en la premisa de que la estructura tiene el potencial para colapsar cuando la ductilidad μ alcanza la ductilidad última μ_u . El rango de valores que puede tomar el índice de daño D_P , está entre 0 y 1; $D_P = 0$ indica comportamiento elástico y $D_P = 1$ indica el colapso.

Como puede observarse en la figura 6.2, el comportamiento bilineal se refiere a la relación fuerza cortante de piso contra deriva de entrepiso (shear force vs story drift), esto significa que el índice de daño se calcula por piso, a diferencia de otros índices que se calculan por elemento (vigas, columnas, muros), como el índice de Park y Ang, presentado anteriormente.

En la figura 6.3 se presenta la variación del índice de daño de Khashaee con la ductilidad μ , para ductilidades últimas $\mu_u = 3, 5, 7$ y 10 .

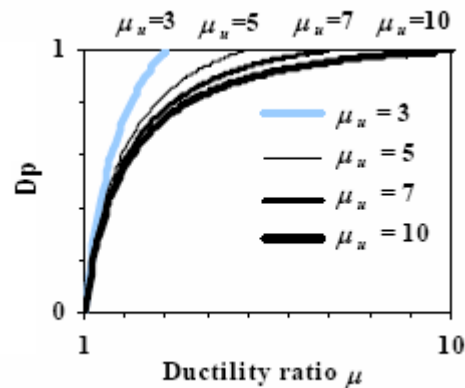


Figura 6. 3. Índice de daño de Khashaee contra ductilidad para $\mu_u = 3, 5, 7$, y 10 ¹

¹ Figura tomada del artículo Damage-Based Seismic Design of Structures; Payam Khashaee; 2004.

A medida que se aumenta la ductilidad última μ_u , la curvatura en la relación ductilidad-índice de daño es más pronunciada. Lo anterior permite plantear las siguientes observaciones:

- La ecuación 6.6 tiende a asignar un gran valor al daño experimentado por cada piso. Por ejemplo, si un pórtico de concreto reforzado que tiene una ductilidad última $\mu_u = 10$ (capacidad), se somete a la acción de un sismo que ocasiona una ductilidad $\mu = 5$ (demanda), el índice de daño es 0.88, que es un valor alto, teniendo en cuenta que la demanda impuesta al sistema es sólo la mitad de su capacidad. Aunque debe aclararse que no se está insinuando que el índice sobrestima el daño real experimentado por la estructura.
- A mayor ductilidad última μ_u , mayor la valoración del daño estructural en el sistema. Por ejemplo, en la observación anterior se dijo que para un pórtico con ductilidad última $\mu_u = 10$ y ductilidad $\mu = 5$ el índice de daño D_P es 0.88, si ahora se tiene otro pórtico con ductilidad última $\mu_u = 5$ y ductilidad $\mu = 2.5$ el índice de daño $D_P = 0.75$, que es menor, a pesar de que en ambos sistemas la demanda fue la mitad de la capacidad.

El índice de daño de toda la edificación se determina como un promedio ponderado de los índices de piso. Algunos índices de daño existentes utilizan la energía histerética como función de ponderación, por ejemplo el índice de Park y Ang, presentado anteriormente. En su trabajo de 2004, Khashaee propone utilizar el propio índice de daño como función de ponderación, debido a que los pisos que experimentan mayor daño deben tener un factor de ponderación mayor en la valoración del daño de toda la estructura¹. Entonces, el índice de daño global se determina mediante la siguiente expresión:

$$D_{ov} = \frac{\sum_{n=1}^N D_n^2}{\sum_{n=1}^N D_n} \quad \text{Ec. 6. 7}$$

¹ Damage-Based Seismic Design of Structures; Payam Khashaee; 2004; pag 7.

Donde D_n es el índice de daño del piso n .

6.3 APLICACIÓN DEL MODELO DE DAÑO

Nuevamente se utilizó el edificio de siete pisos presentado en la sección 1.4.2.1. Éste se sometió a la acción de los sismos utilizados en el estudio de Microzonificación del Municipio de Bucaramanga (sección 1.4.2.2), aplicados en la dirección x y posteriormente en la dirección y .

En primer lugar, fue necesario determinar la deformación última de entrepiso (deriva última) y la fuerza cortante de fluencia de cada piso, en otras palabras, fue necesario conocer la relación entre fuerza y deformación lateral. Tal relación se obtuvo a partir de un análisis estático (pushover) y representa la capacidad de cada piso.

6.3.1. DIRECCIÓN X.

- **Determinación de la capacidad por piso bajo carga estática monotónica.**

Con el objetivo de conocer la capacidad de cada piso, se implementó un análisis estático (pushover) utilizando el software IDARC 2D. En el Capítulo 2 se vio que la curva de capacidad de la edificación se obtiene graficando el desplazamiento del último piso contra la fuerza cortante basal, sin embargo, la curva de capacidad también se puede obtener por piso, graficando la deriva de entrepiso contra la fuerza cortante de piso¹.

En la Parte I de la presente investigación, también se vio que una de las desventajas de la técnica pushover tradicional es la incertidumbre generada al seleccionar una distribución horizontal de carga, y como alternativa se presentó un análisis pushover modal, en el que la distribución horizontal de carga se limita sólo a una. Sin

¹ IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings; R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li, A. Madan; 1996.

embargo, en esta parte del estudio se necesita sólo una curva de capacidad que represente el comportamiento de todo el piso, y no una para cada modo, de manera que el análisis pushover modal debió ser descartado. Al utilizar el análisis pushover tradicional se obtiene lo que se busca (una sola curva por piso), pero persiste la incertidumbre sobre cuál distribución horizontal de carga utilizar. Por tal motivo, antes del análisis pushover, se utilizó el análisis dinámico no lineal (NLRHA), y se graficó el comportamiento histerético de cada piso, sometiendo la edificación al sismo Coalinga, que es el que genera las mayores deformaciones (sección 1.4.2.3). A manera cálculo tipo, pues en los demás pisos se siguió el mismo procedimiento, se presenta la relación cortante-deriva para el piso 2 y el sismo escalado a 0.5g.

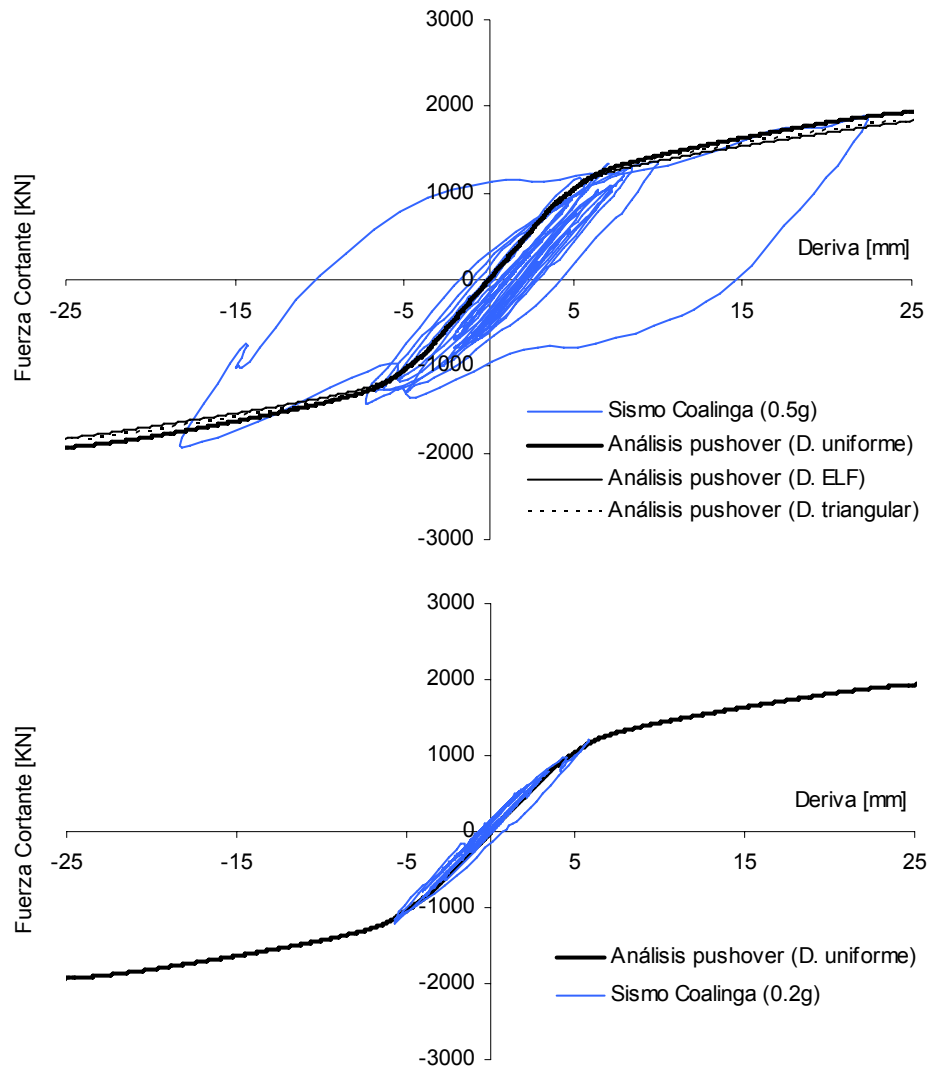


Figura 6. 4. Relación deriva-cortante para el piso 2 utilizando análisis dinámico y estático

Igualmente se implementó el análisis pushover utilizando tres tipos de distribución horizontal de carga: distribución uniforme, ELF y triangular, cada una de éstas fue presentada en el Capítulo 2 (sección 2.5).

Para cada tipo de distribución se obtuvo una curva de capacidad diferente (figura 6.4), y con base en los resultados del análisis dinámico se pudo determinar cual de las distribuciones se asemeja más al comportamiento “real” del piso, teniendo en cuenta que al hablar de “real” se hace referencia a los resultados del análisis dinámico. En el caso de piso 2, se puede ver que la distribución que más se ajusta es la uniforme.

En la figura 6.4 también se presenta la curva de capacidad y la relación deriva-cortante del piso 2 cuando el sismo se escala a 0.2g. Puede verse que con la distribución uniforme se obtiene una muy buena aproximación a la rigidez inicial del piso (pendiente antes de la fluencia).

La curva de capacidad de los demás pisos se obtuvo de la misma forma, los resultados se presentan en la figura 6.5.

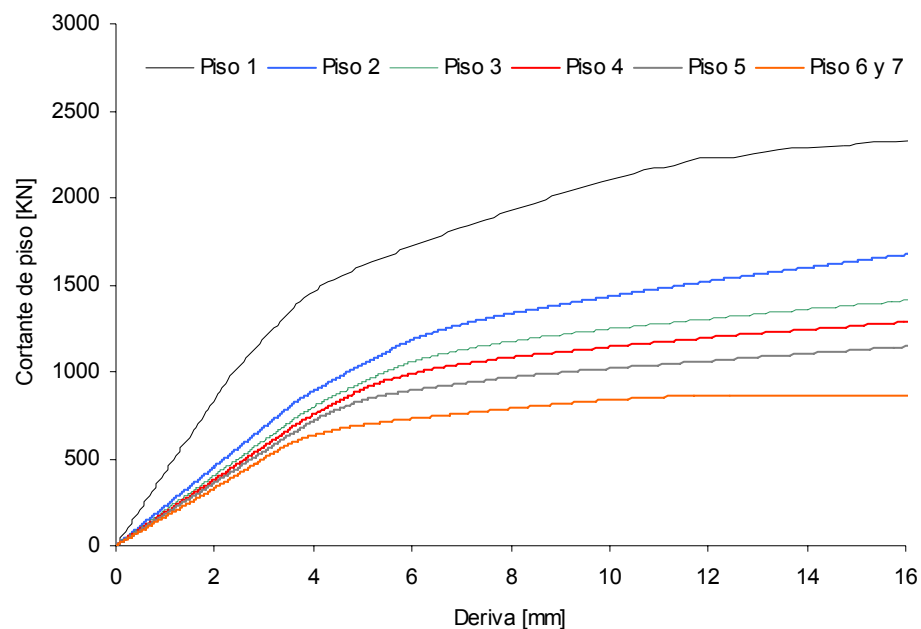


Figura 6. 5. Curva de capacidad para cada piso

La rigidez y la curva de capacidad de cada piso son más pequeñas que las de los pisos inferiores, no obstante, la capacidad del piso 7 se asume igual que la del 6, porque se demostró mediante análisis dinámico que la relación deriva-cortante en estos dos pisos es prácticamente la misma.

- **Determinación de la ductilidad última.**

Para aplicar el modelo de daño presentado, es necesario conocer la deformación última, es decir la deriva correspondiente al estado de colapso. Determinar este punto no es sencillo debido a las numerosas incertidumbres e inconsistencias entre la estructura diseñada y la edificación que realmente se construye, además la ductilidad última depende de muchos factores, como por ejemplo los materiales de construcción y sus cualidades, la edad de la estructura, las características de los elementos (ductilidad, resistencia a la fluencia), etc.

Para explicar como se determinó la ductilidad última, en la figura 6.6 se presenta la curva de capacidad del piso 2, aunque el comportamiento que se describe a continuación se presentó en todos los pisos:

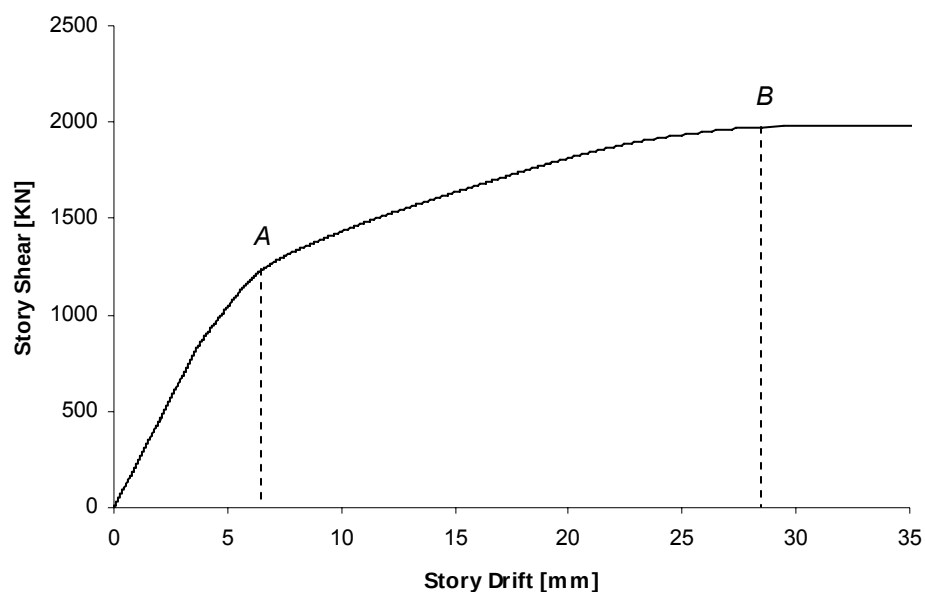


Figura 6. 6. Curva de capacidad del piso 2

Puede verse que existen básicamente tres segmentos: el primero desde el origen hasta el punto A, el segundo desde el punto A hasta el punto B, y el último después del punto B.

El primer segmento corresponde al comportamiento lineal, es decir, el piso aun no ha incurrido en la fluencia.

En el segundo segmento se presenta una disminución en la pendiente, ocasionada por la formación de rótulas plásticas en las vigas. Una vez empiezan a formarse las primeras rótulas, la pendiente tiende a disminuir y sigue disminuyendo a medida que continúa la rotulación de vigas.

El último segmento corresponde a la rotulación de las columnas. El punto B indica el inicio de la rotulación de éstas, aproximadamente. Puede verse que después del punto B la pendiente es prácticamente cero.

Una vez superado el punto B, la capacidad del piso se ve comprometida, pues ya no puede soportar más fuerza cortante de la que tiene en ese momento, por eso la pendiente es casi cero, aunque no puede decirse que el punto B representa el colapso, porque la fuerza cortante que ya no toma ese piso, es tomada por los demás. De tal forma, en el presente estudio se definió la deriva última un poco más allá del punto B

Para determinar la ductilidad última, y aplicar el modelo de daño, también es necesario convertir la curva de capacidad en una relación bilineal (figura 6.2a). La representación bilineal debe cumplir las siguientes condiciones:

1. En primer lugar, debe tener una rigidez inicial (antes de la fluencia) igual que la de la curva de capacidad.
2. Debe llegar hasta el punto de deriva última.
3. El área bajo ésta debe ser igual al área bajo la curva de capacidad.

Una vez más se utilizó el procedimiento propuesto por FEMA-273 (Anexo A). En todos los pisos se utilizó una ductilidad última igual a 7, de esta forma la deriva última

se localizó un poco más a la derecha del punto B (figura 6.6). Los resultados para todos los pisos se presentan en la siguiente figura:

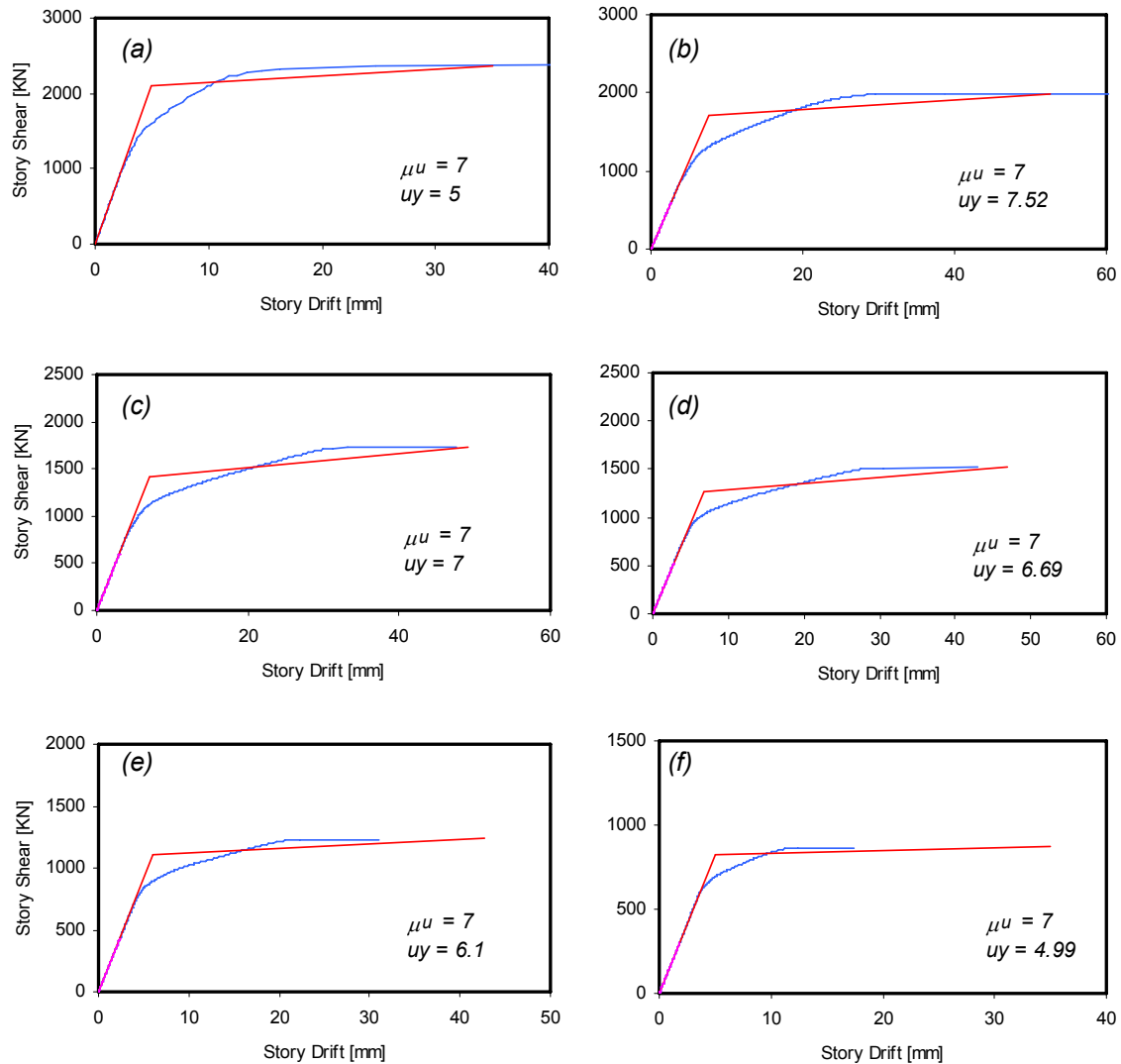


Figura 6. 7. Representación bilineal de la curva de capacidad de todos los pisos: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3; (d) piso 4; (e) piso 5; y (f) pisos 6 y 7.

Puede verse que en todos los casos la rigidez inicial de la representación bilineal es igual a la de la curva de capacidad; en el primer piso ésta es 419.85 KN/mm, en el segundo 226.62 KN/mm, 201 KN/mm para el tercero, 189.9 para el cuarto, 180.33 para el quinto y 165.2 para el sexto y séptimo. Igualmente se presenta la deriva de

fluencia u_y y la ductilidad última μ_u , que en todos los casos, como ya se mencionó, es igual a 7.

- **Cálculo de la ductilidad máxima e índices de daño.**

Con el fin de observar como varía el índice de daño a medida que se incrementa la aceleración pico efectiva del sismo, cada acelerograma se escaló a 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g y 0.7g, se determinó la deriva máxima, el índice de daño de cada piso y finalmente el índice de daño de toda la estructura.

En la tabla 6.1 se presenta el índice de daño global en la estructura para cada sismo y factor de escala. Éstos mismos resultados, junto con el índice de daño por piso, se muestran en las figuras 6.8-6.17:

SISMO	ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL						
	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g
Coalinga	0.00	0.00	0.29	0.56	0.74	0.83	0.88
Friuli	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14	0.26
Helena	0.00	0.23	0.38	0.57	0.72	0.79	0.91
Mammoth	0.00	0.30	0.49	0.59	0.67	0.75	0.78
Umbria	0.00	0.00	0.23	0.40	0.50	0.58	0.61
Whittier	0.00	0.00	0.00	0.08	0.23	0.28	0.34
Duzce	0.00	0.03	0.27	0.41	0.50	0.61	0.70
Loma Prieta	0.00	0.00	0.30	0.42	0.48	0.54	0.64
Montenegro	0.00	0.29	0.48	0.57	0.64	0.70	0.77
Pretolia	0.18	0.51	0.58	0.72	0.80	0.87	0.93

Tabla 6. 1. Índice de daño global de la estructura para cada sismo y factor de escala (dirección x).

6.3.1.2. SISMO FRIULI

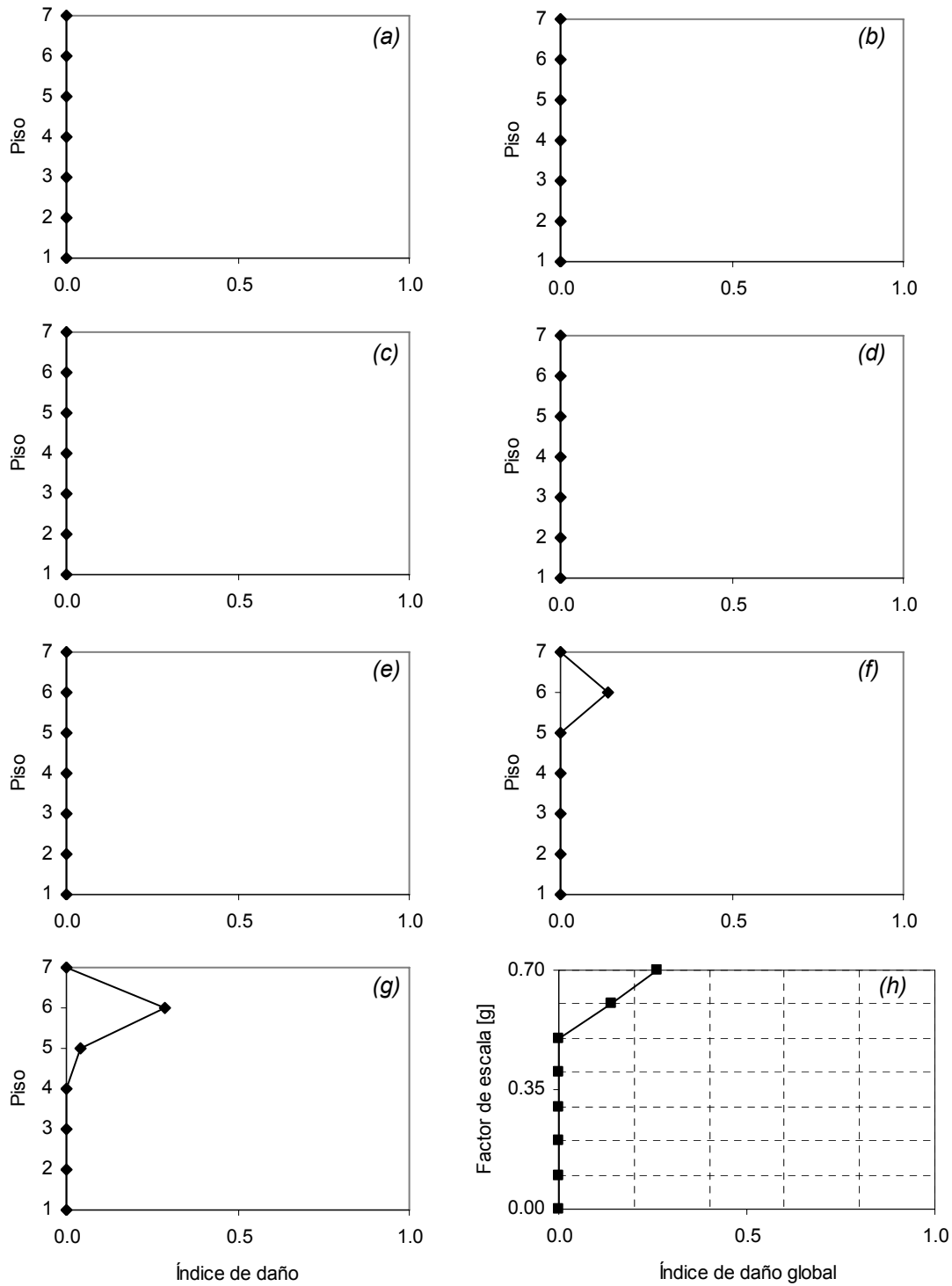


Figura 6. 9. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.3. SISMO HELENA

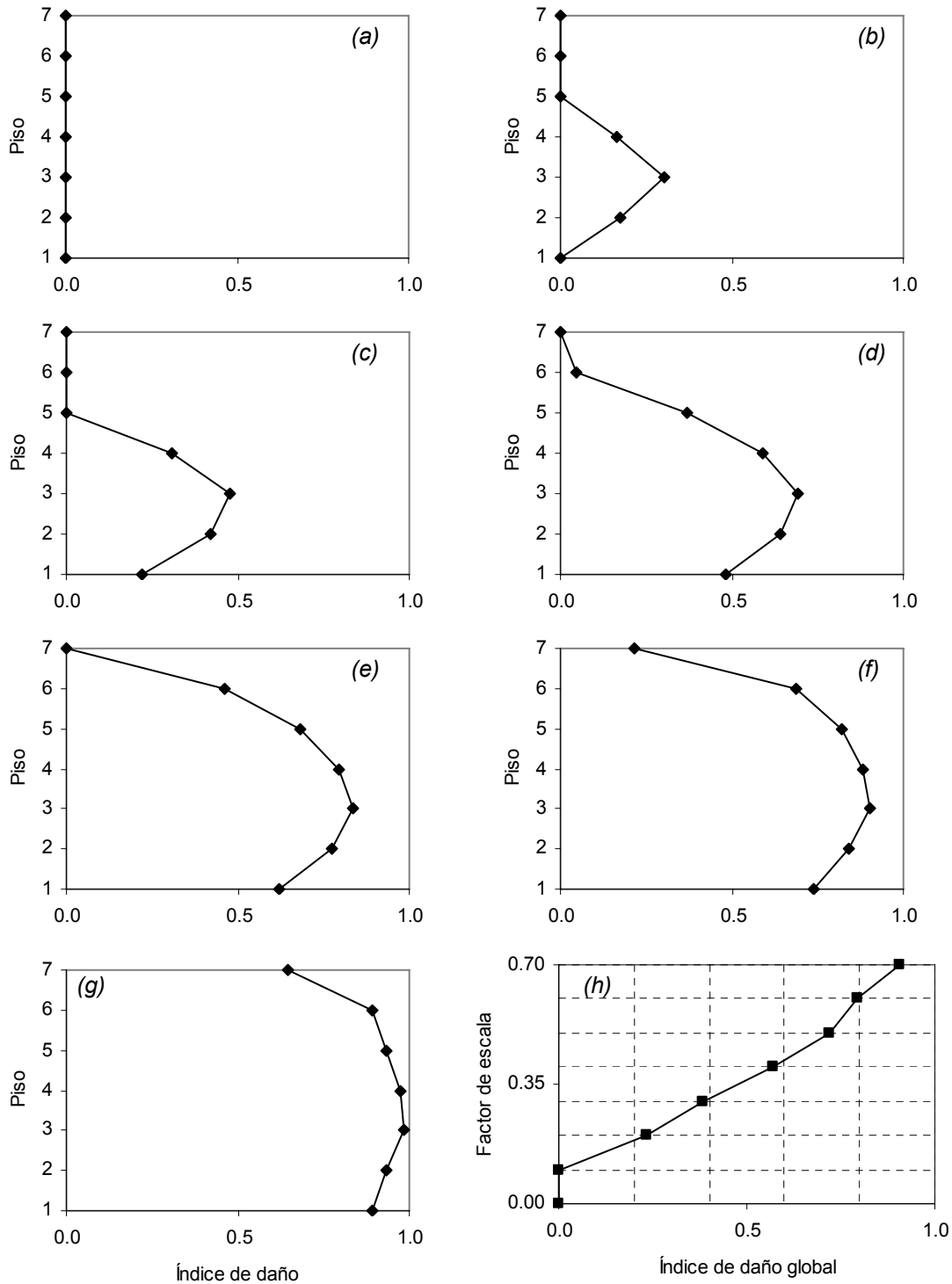


Figura 6. 10. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.4. SISMO MAMMOTH

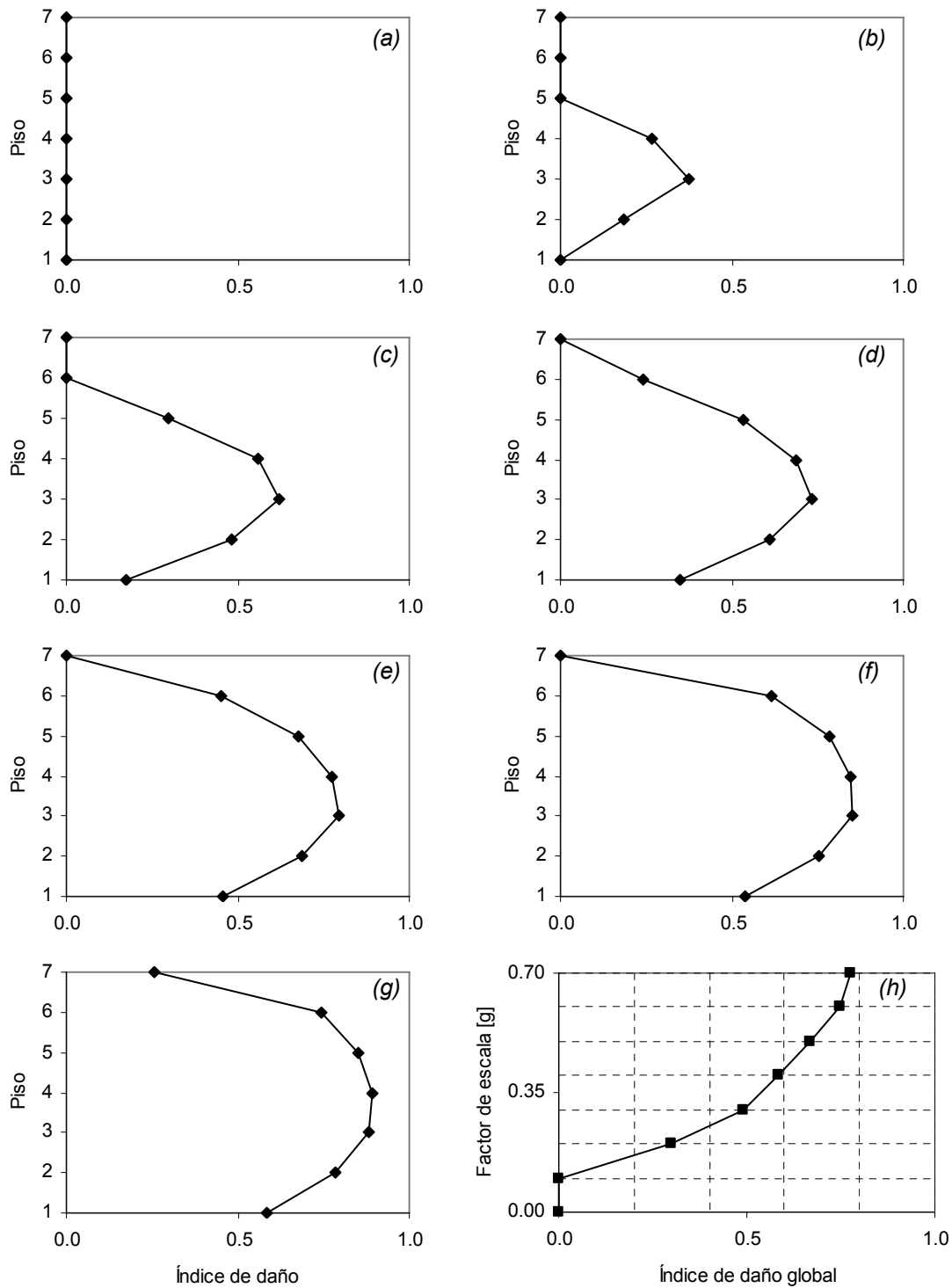


Figura 6. 11. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.5. SISMO UMBRÍA

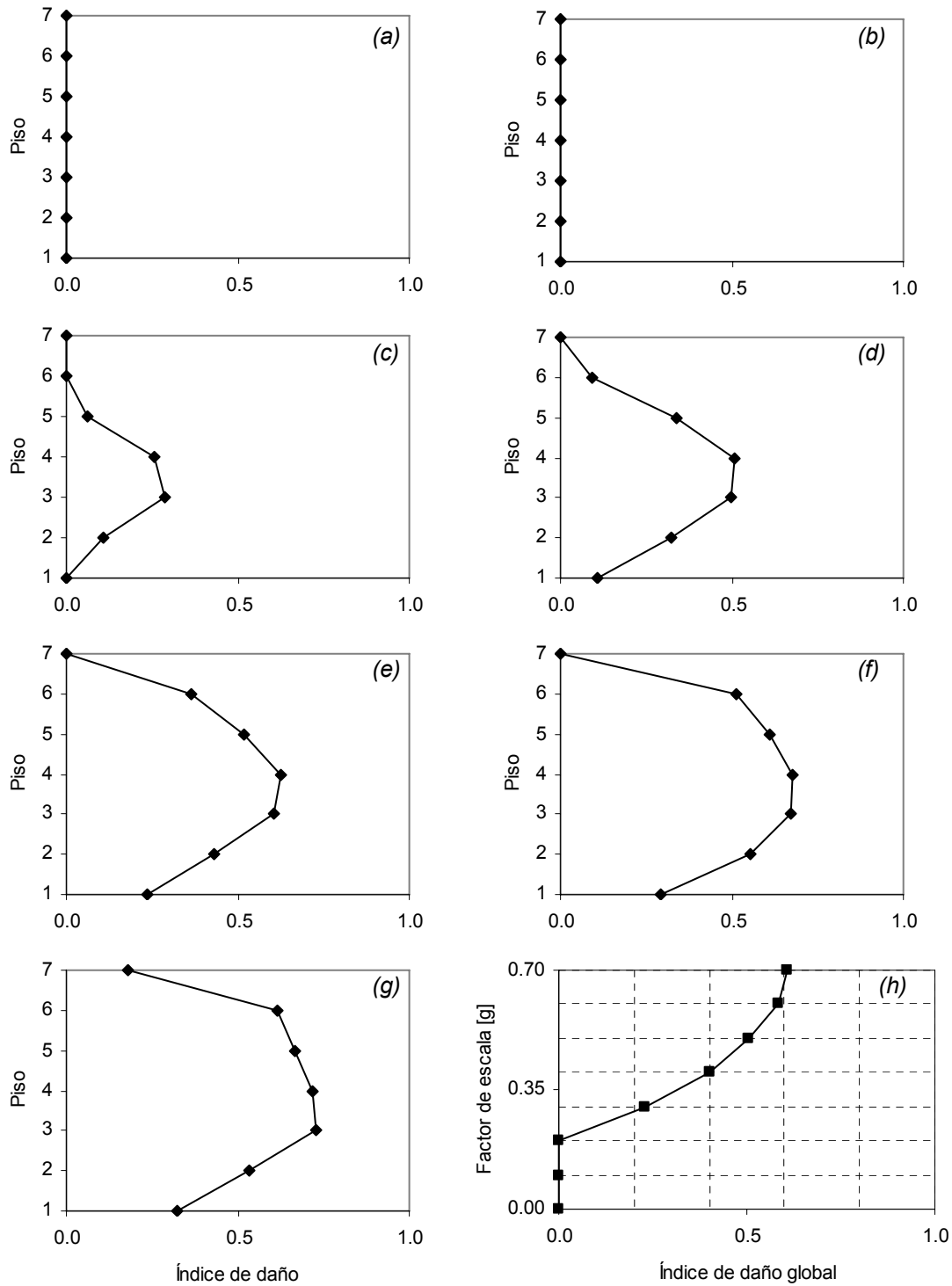


Figura 6. 12. Índices de daño por piso Sismo Umbría: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.6. SISMO WHITTIER

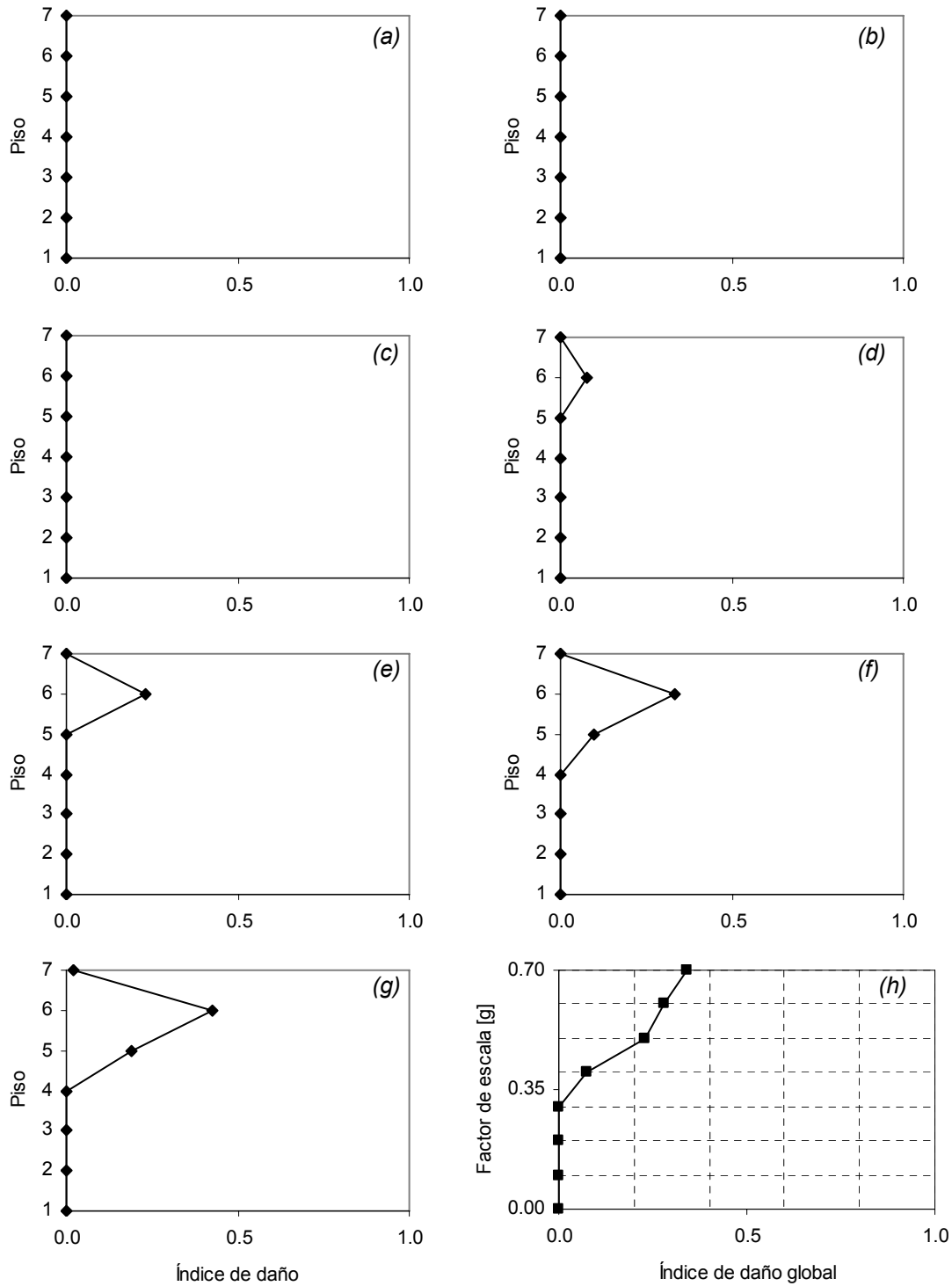


Figura 6. 13. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.7. SISMO DUZCE

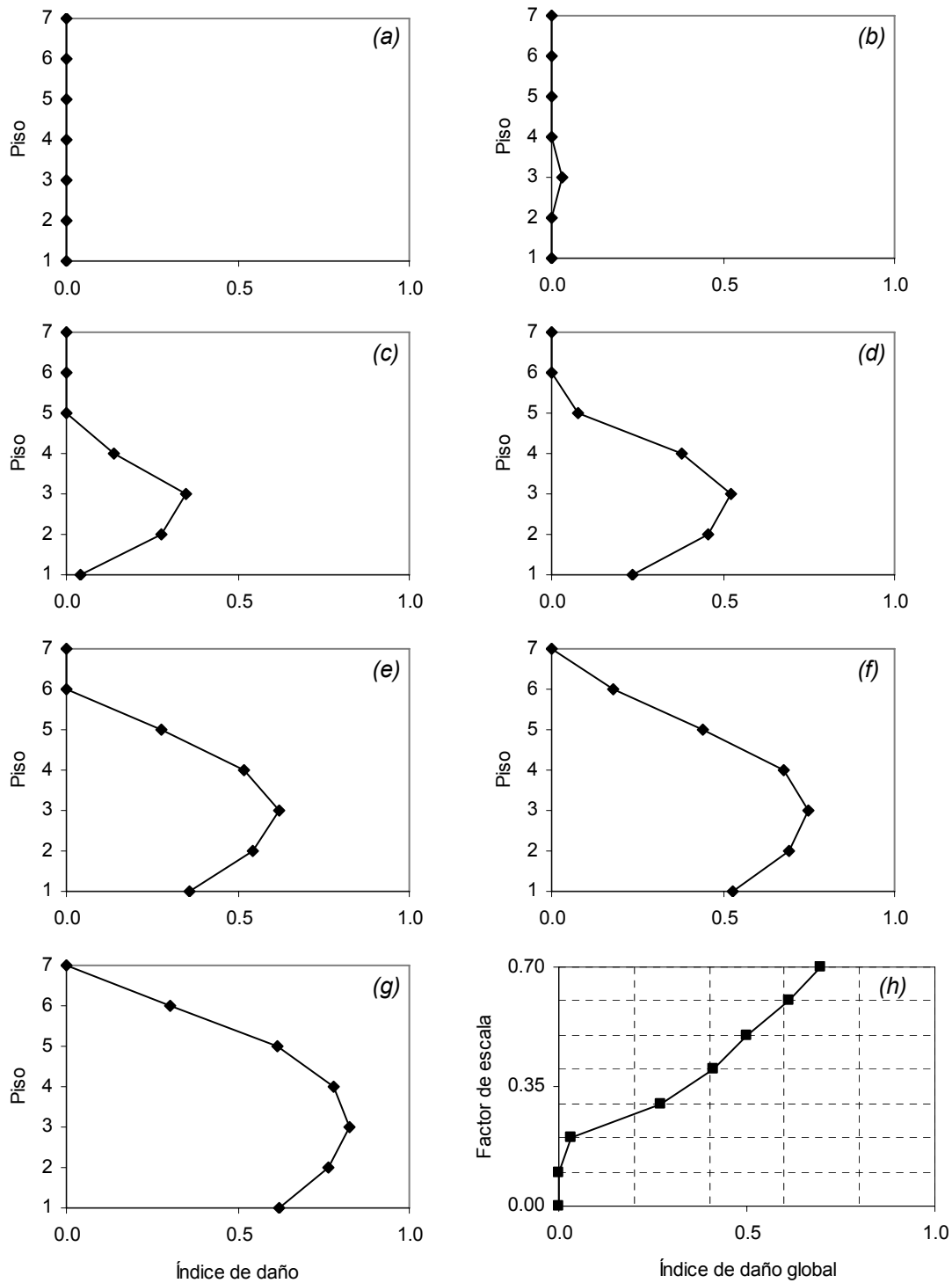


Figura 6. 14. Índices de daño por piso Sismo Duzce: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.8. SISMO LOMA PRIETA

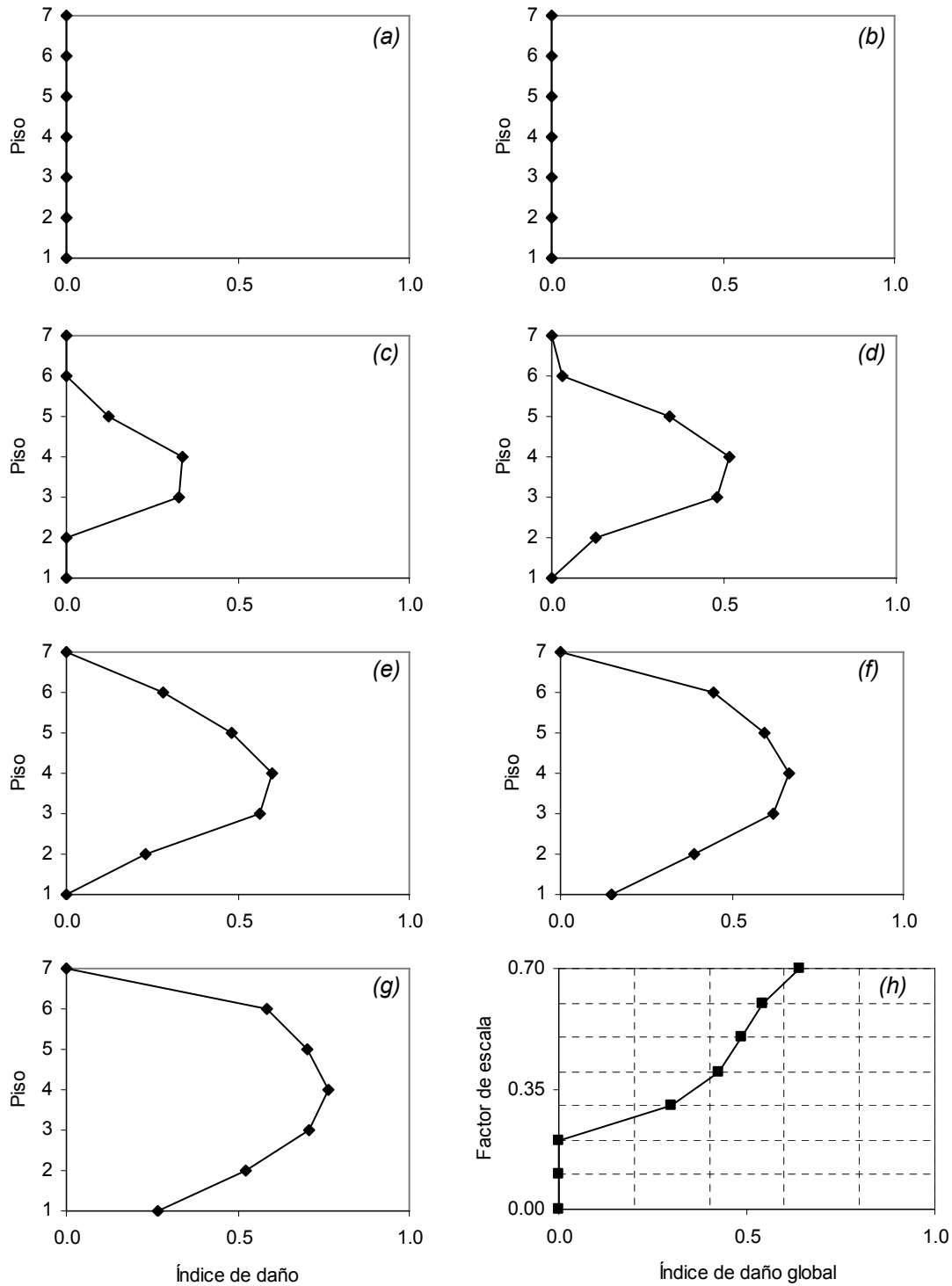


Figura 6. 15. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.9. SISMO MONTENEGRO

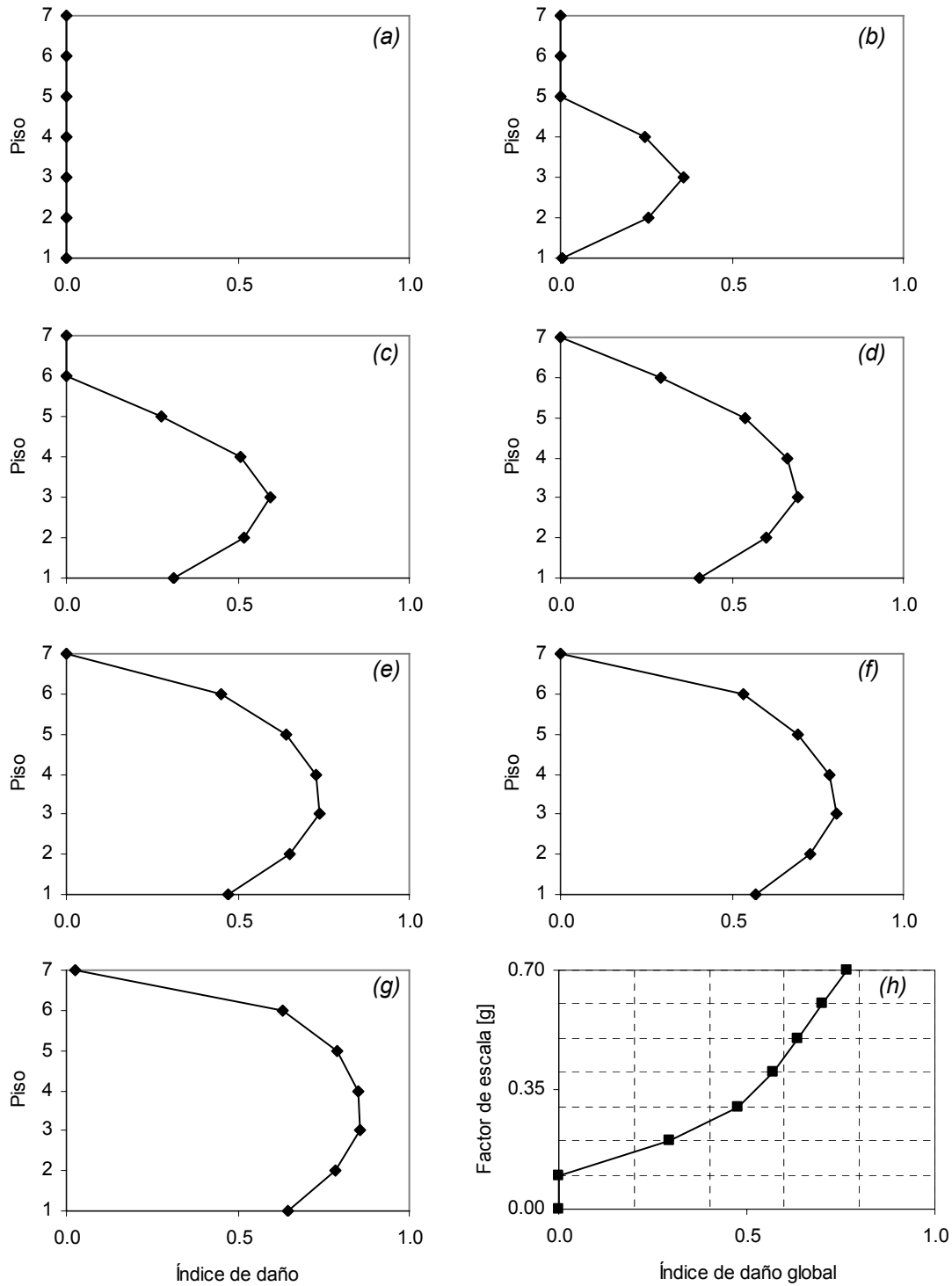


Figura 6. 16. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.1.10. SISMO PETROLIA

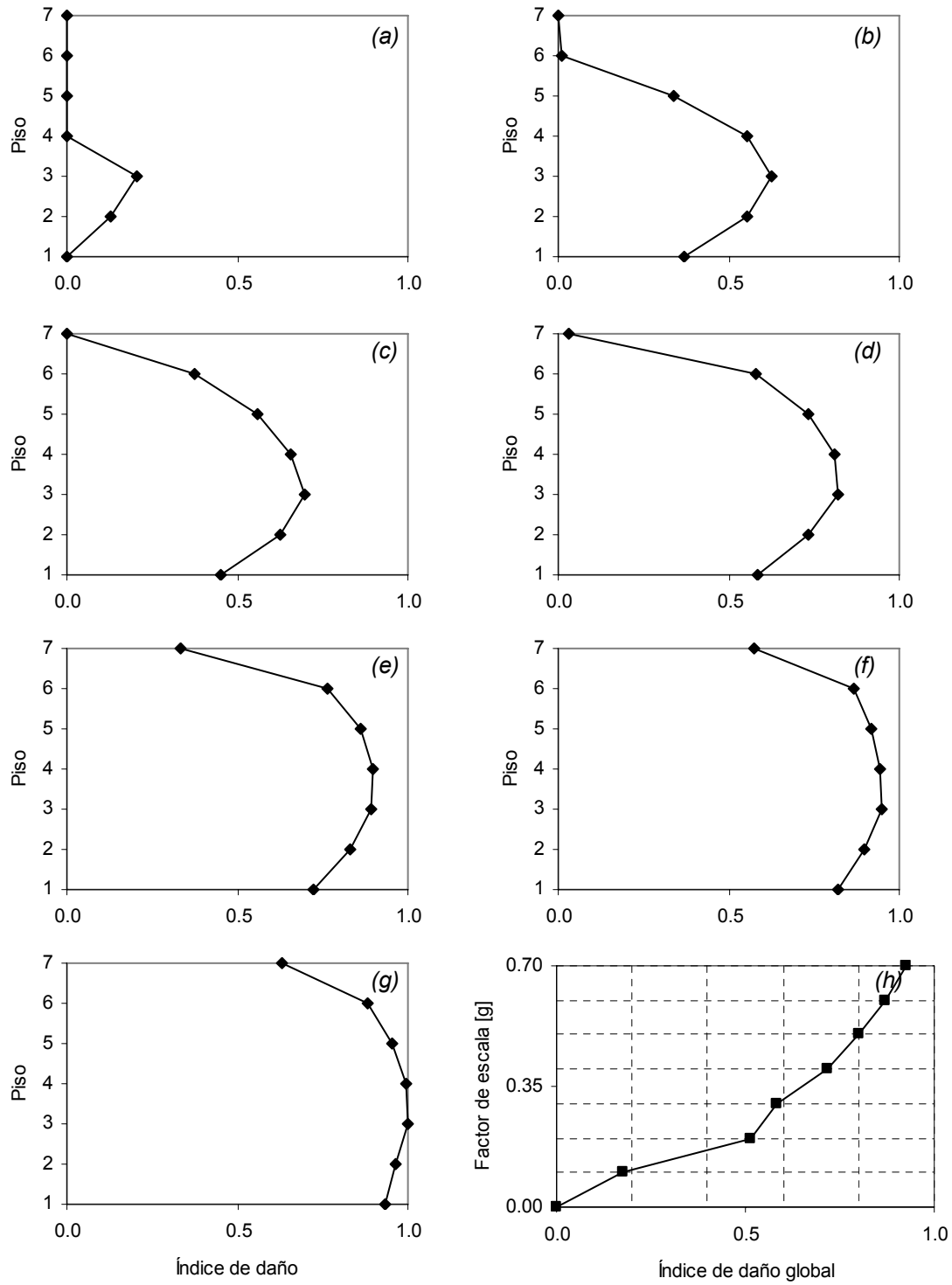


Figura 6. 17. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2. DIRECCIÓN Y

- **Determinación de la capacidad por piso bajo carga estática monotónica.**

El procedimiento seguido fue el mismo que en la dirección x:

1. Determinar el comportamiento histerético de la relación deriva-cortante para cada piso mediante análisis dinámico no lineal utilizando el software IDARC 2D (nuevamente se utilizó el sismo coalinga).

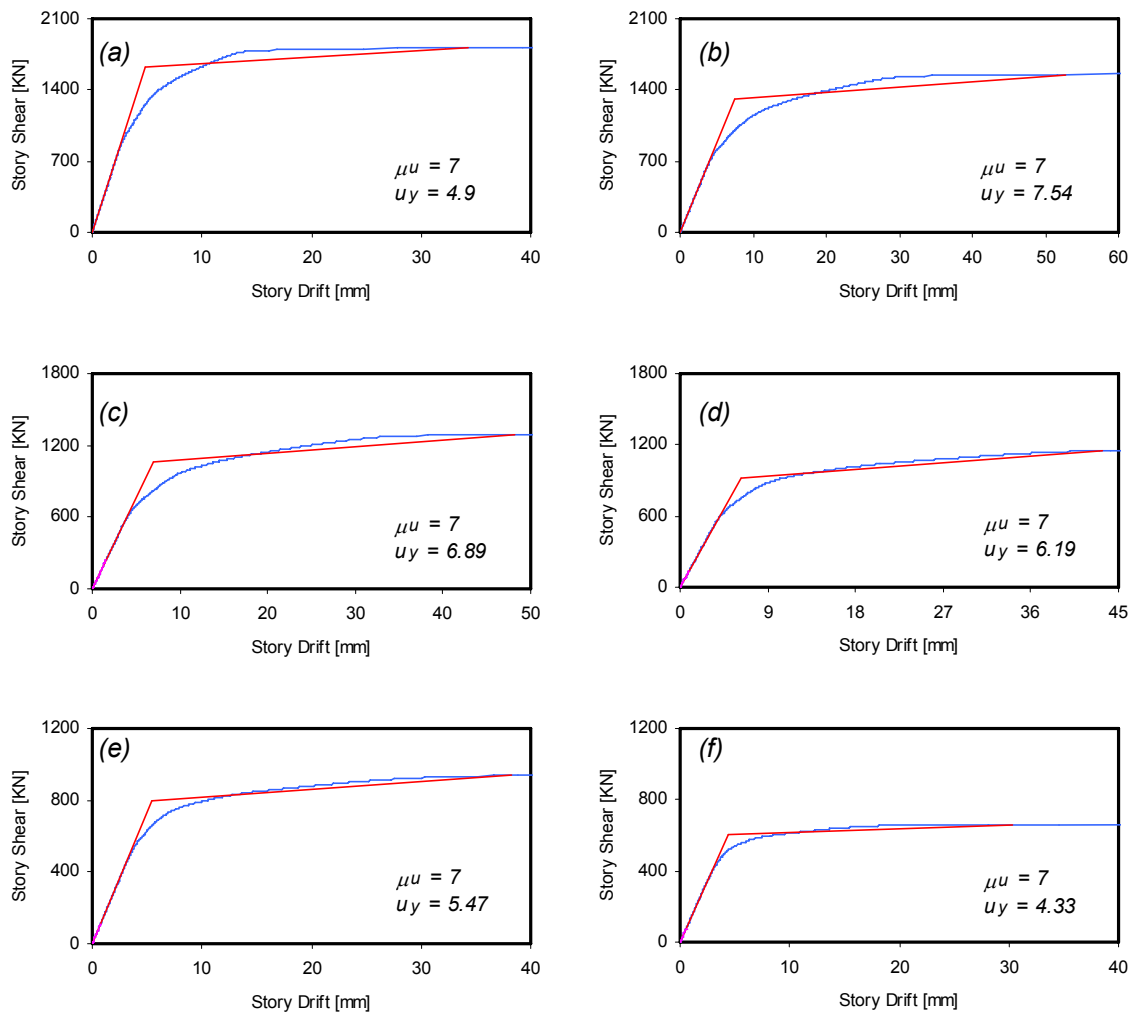


Figura 6. 18. Representación bilineal de la curva de capacidad de todos los pisos: (a) piso 1; (b) piso 2; (c) piso 3; (d) piso 4; (e) piso 5; y (f) pisos 6 y 7.

2. Realizar un análisis estático (pushover) siguiendo tres distribuciones de carga horizontal: uniforme, ELF y triangular.
3. Seleccionar la envolvente deriva-cortante obtenida mediante análisis pushover que más se ajusta a los resultados del análisis dinámico no lineal.
4. Construir para cada piso la relación deriva-cortante bilineal.

En la figura 6.18 se muestra la curva de capacidad para cada piso y su respectiva idealización bilineal, además del valor de la deriva de fluencia y la ductilidad última que en todos los casos es 7. La rigidez pre-fluencia del primer piso es 333.05 KN/mm, la del segundo piso 174.66 KN/mm, 153.22 KN/mm la del tercero, 149.6 KN/mm la del cuarto, 146.13 KN/mm la del quinto y 139.38 KN/mm la de los pisos sexto y séptimo.

- **Cálculo de la ductilidad máxima e índices de daño.**

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos para cada sismo y factor de escala:

SISMO	ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL						
	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g
Coalinga	0.00	0.51	0.56	0.73	0.81	0.95	0.97
Friuli	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.20	0.25
Helena	0.00	0.39	0.72	0.89	0.98	1.00	1.00
Mammoth	0.00	0.22	0.48	0.64	0.75	0.83	0.89
Umbría	0.00	0.16	0.44	0.53	0.57	0.63	0.71
Whittier	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.29	0.33
Duzce	0.00	0.37	0.50	0.49	0.68	0.74	0.82
Loma Prieta	0.00	0.00	0.11	0.45	0.60	0.70	0.76
Montenegro	0.25	0.47	0.60	0.74	0.72	0.77	0.80
Pretolia	0.35	0.72	0.73	0.87	0.98	1.00	1.00

Tabla 6. 2. Índice de daño global de la estructura para cada sismo y factor de escala (dirección y).

Los índices de daño por piso se presentan a continuación, en las figuras 6.19 a 6.28

6.3.2.1. SISMO COALINGA

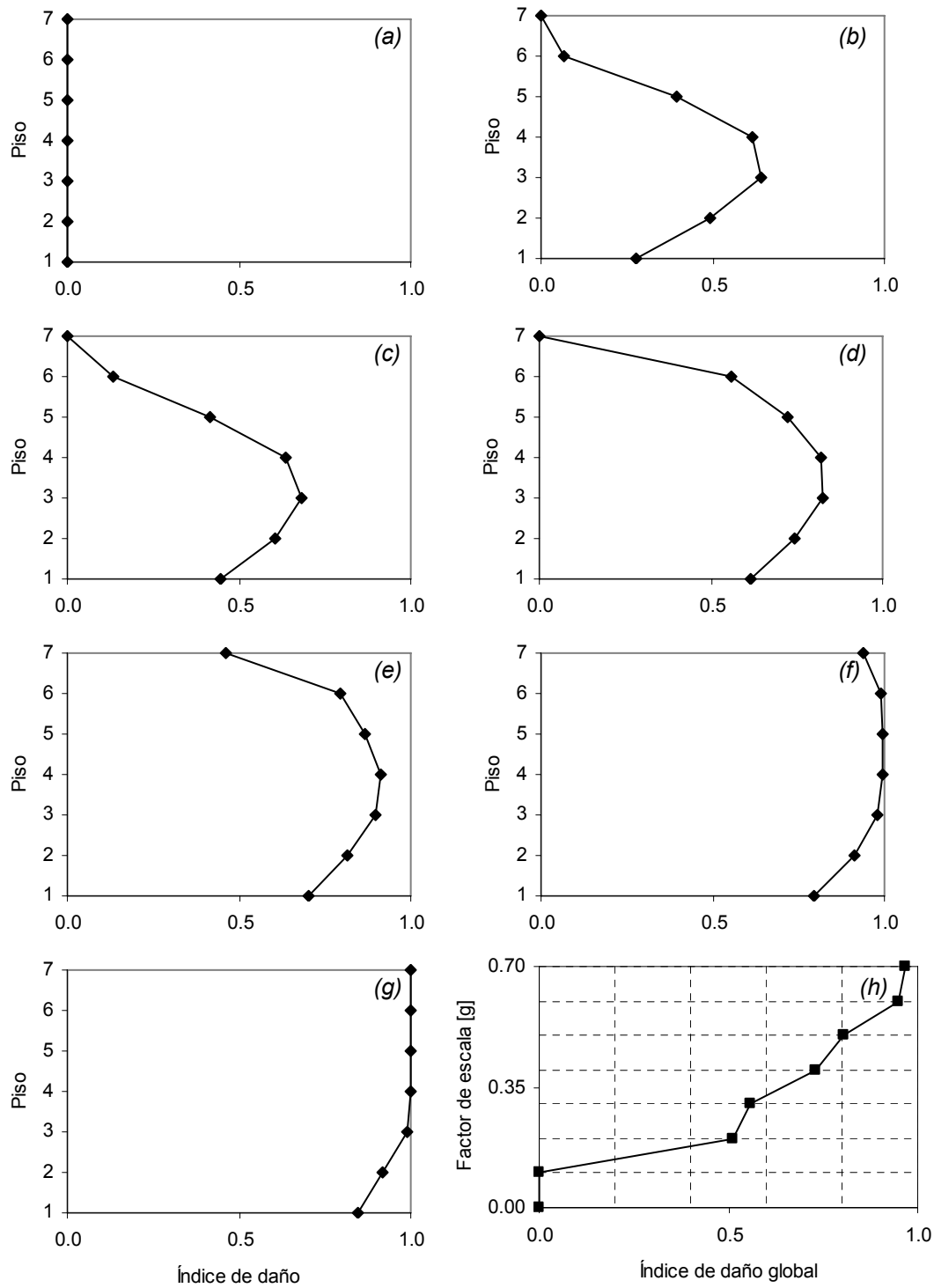


Figura 6. 19. Índices de daño por piso Sismo Coalinga: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.2. SISMO FRIULI

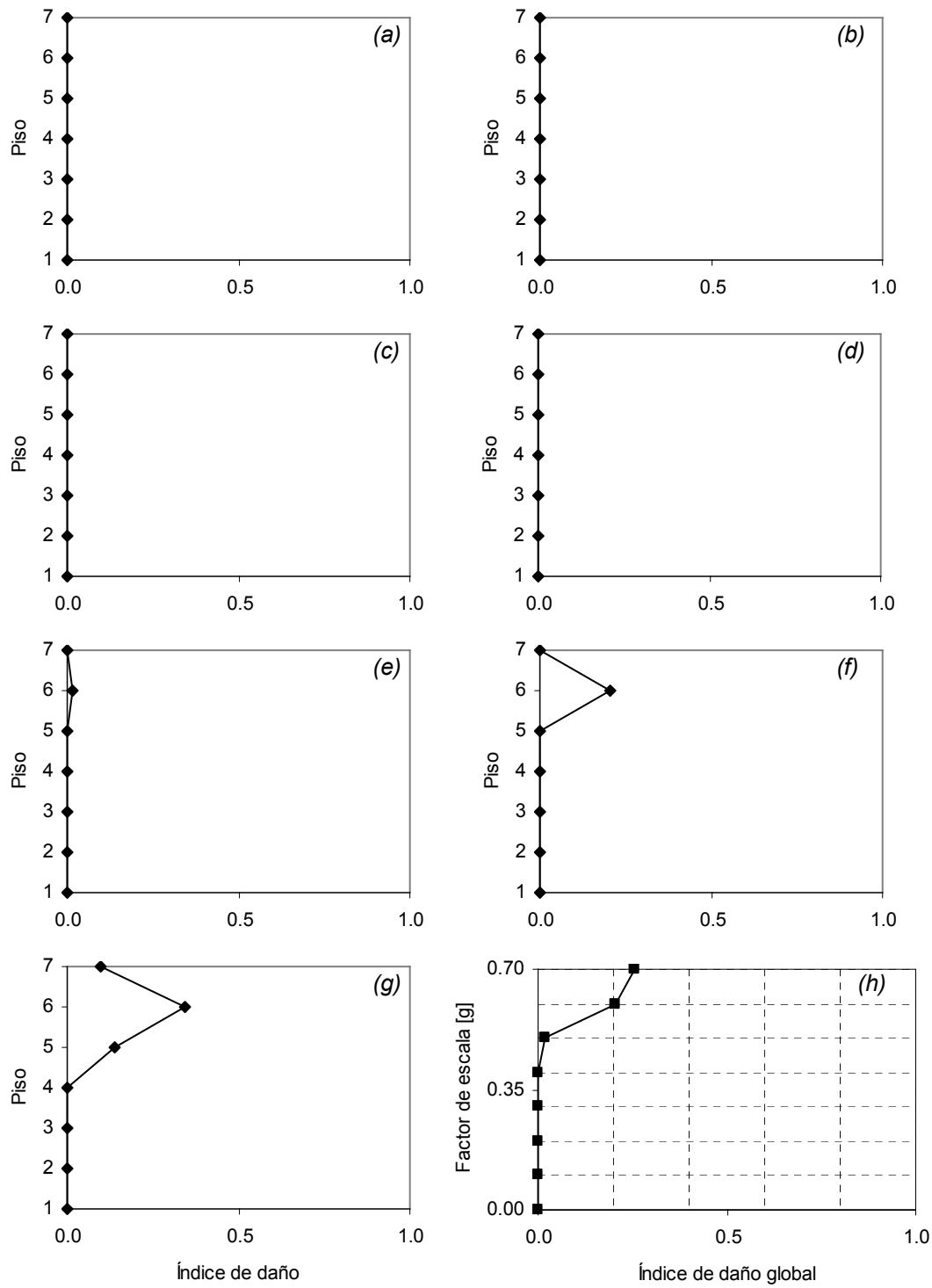


Figura 6. 20. Índices de daño por piso Sismo Friuli: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.3. SISMO HELENA

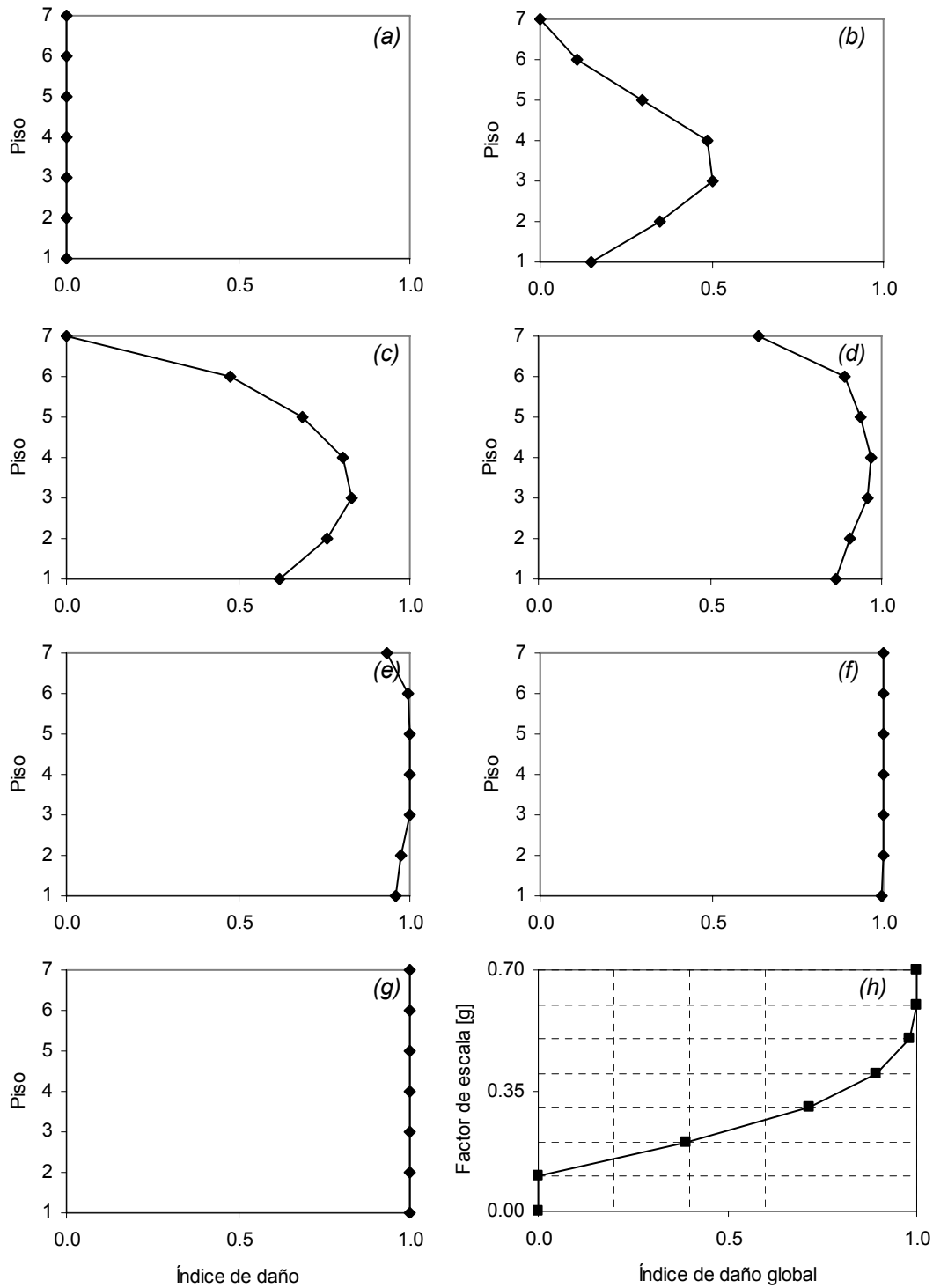


Figura 6. 21. Índices de daño por piso Sismo Helena: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.4. SISMO MAMMOTH

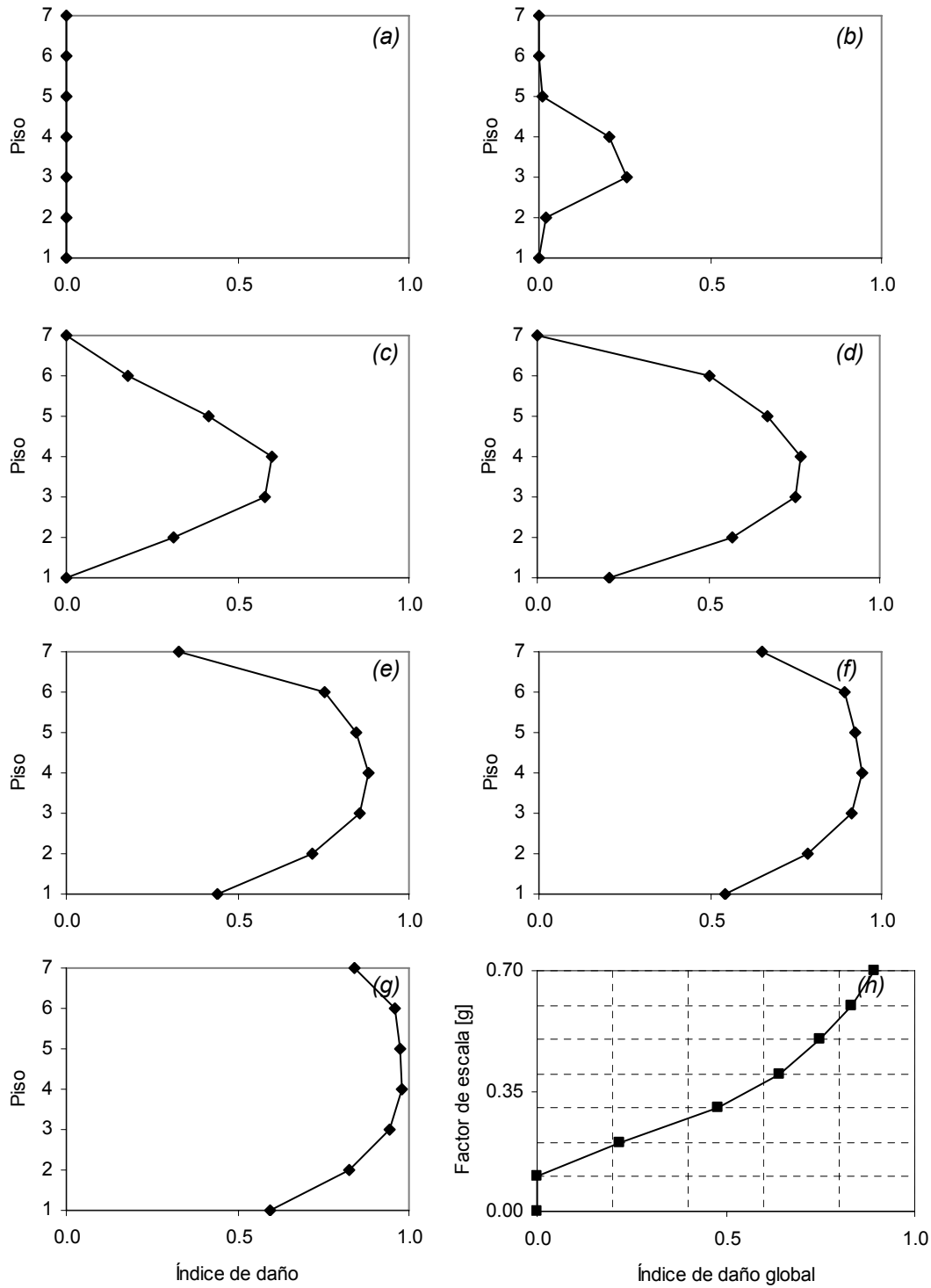


Figura 6.22. Índices de daño por piso Sismo Mammoth: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.5. SISMO UMBRÍA

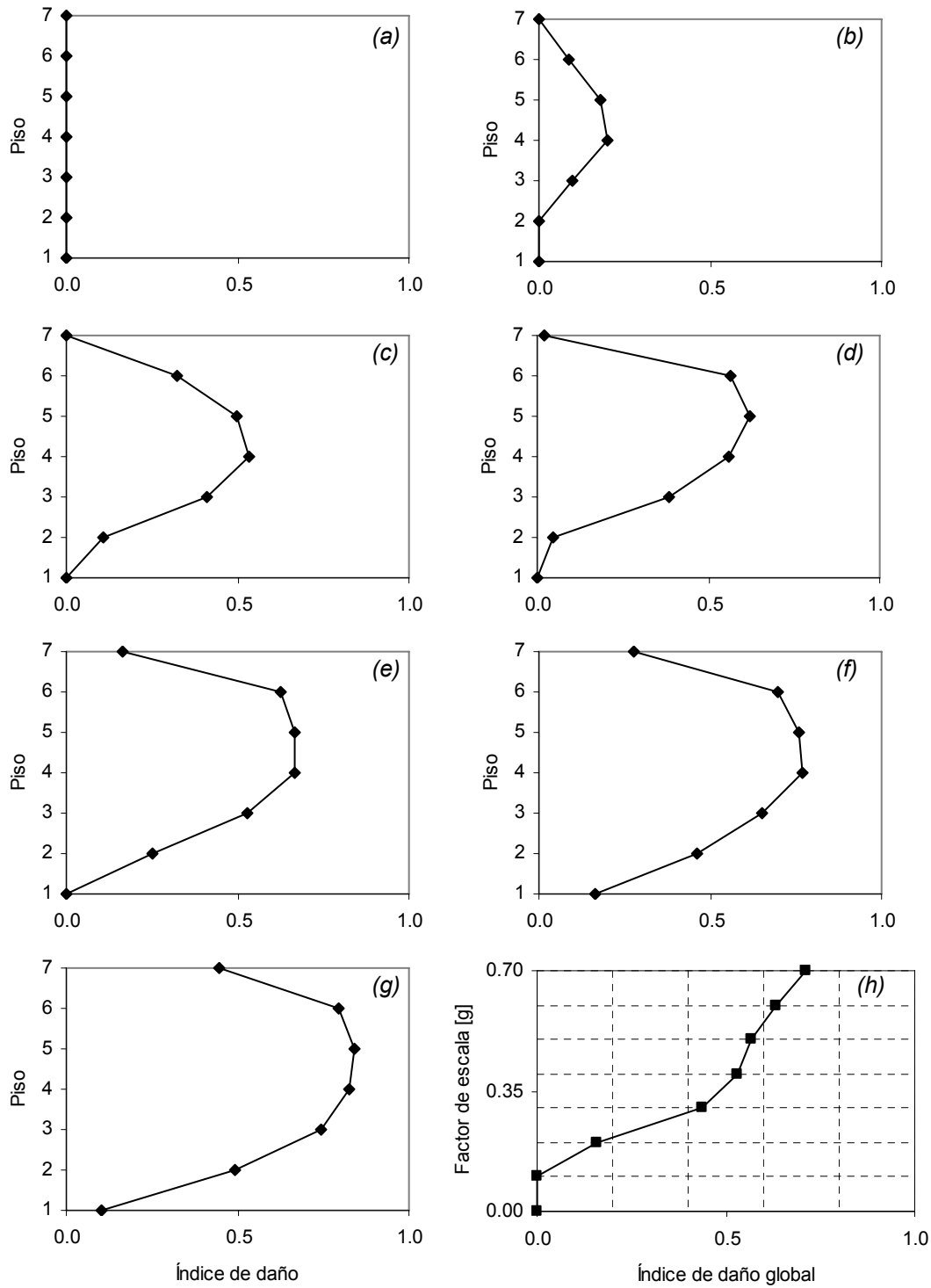


Figura 6. 23. Índices de daño por piso Sismo Umbría: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.6. SISMO WHITTIER

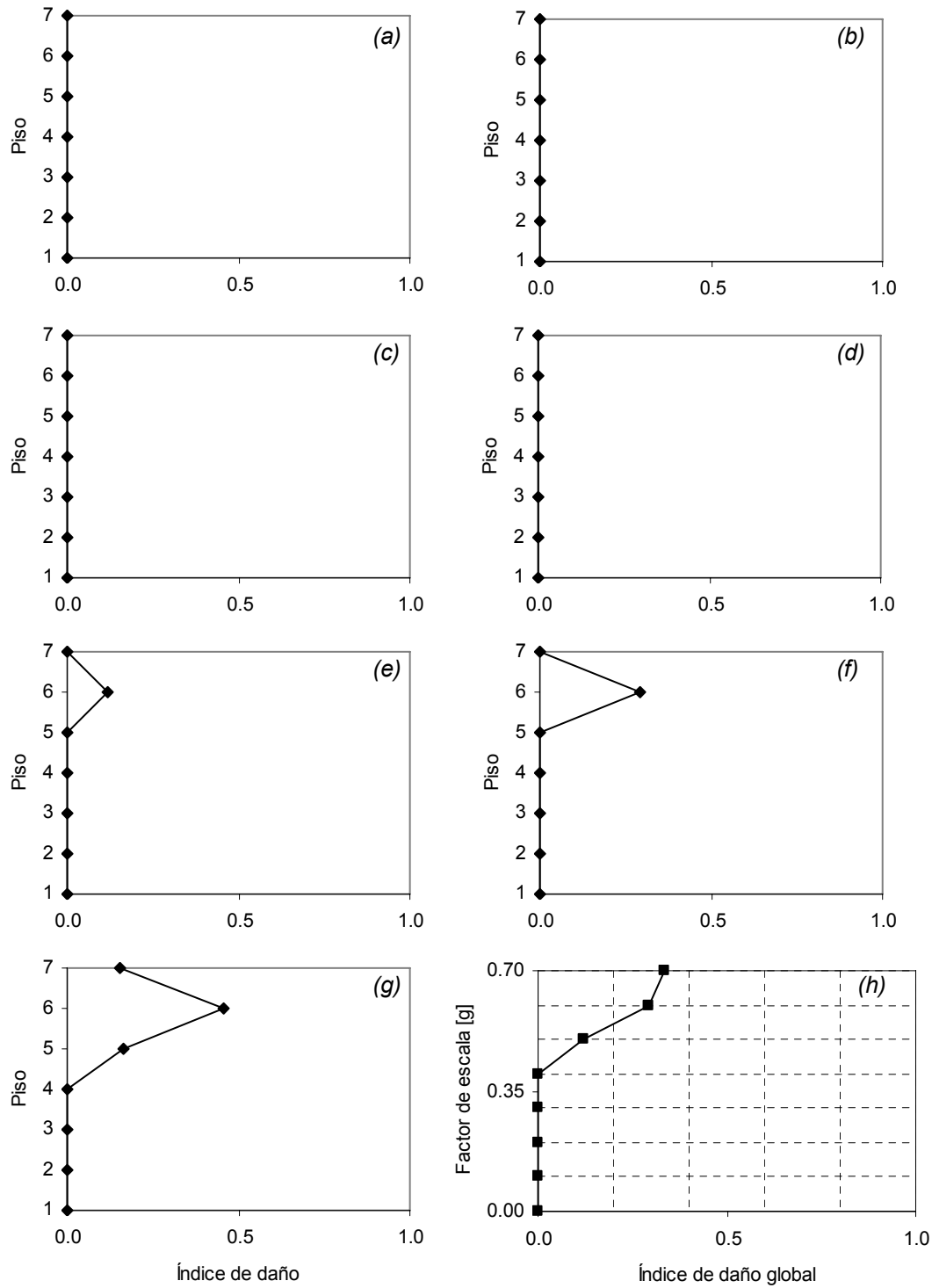
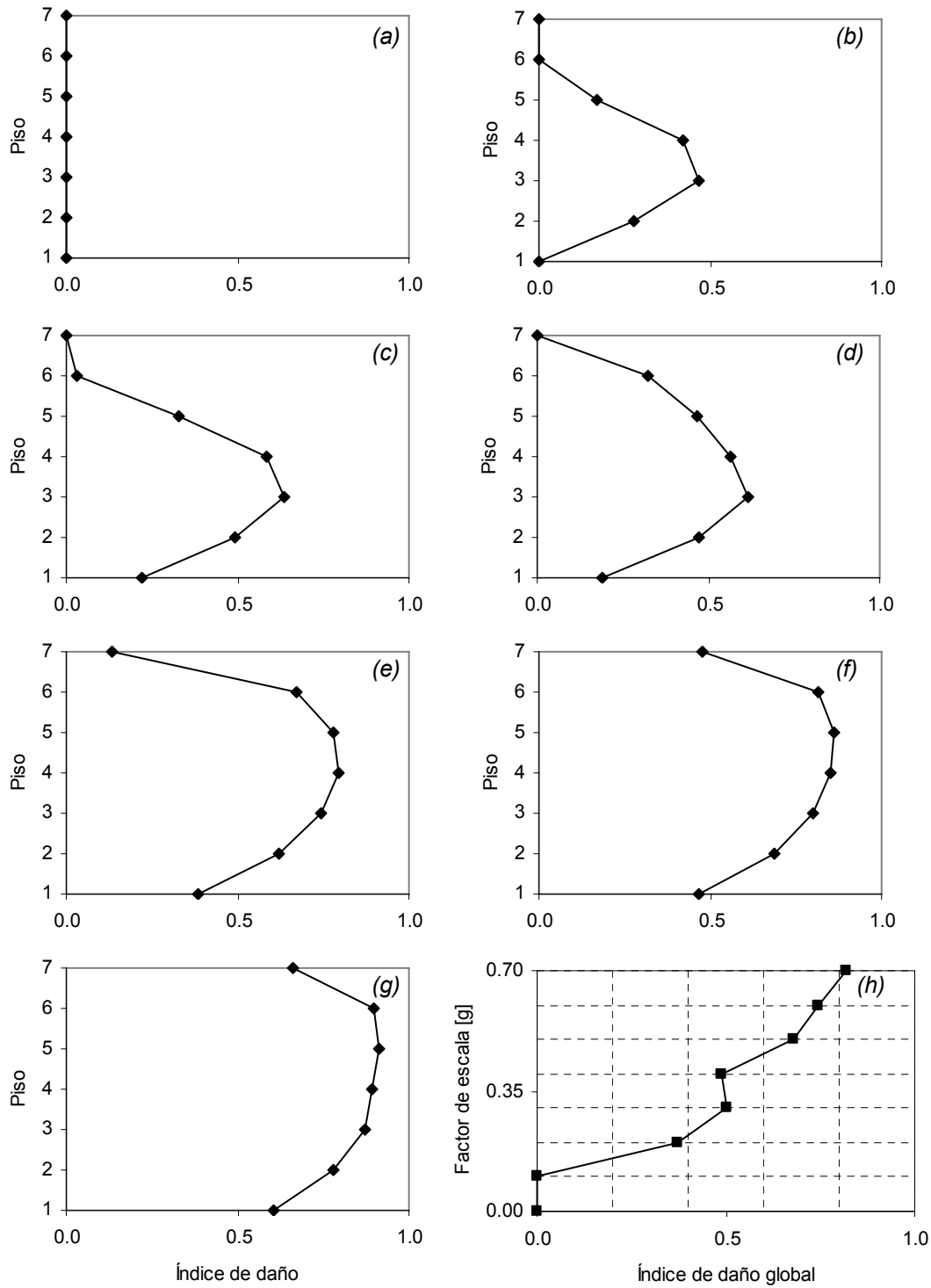


Figura 6. 24. Índices de daño por piso Sismo Whittier: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.7. SISMO DUZCE



6.3.2.8. SISMO LOMA PRIETA

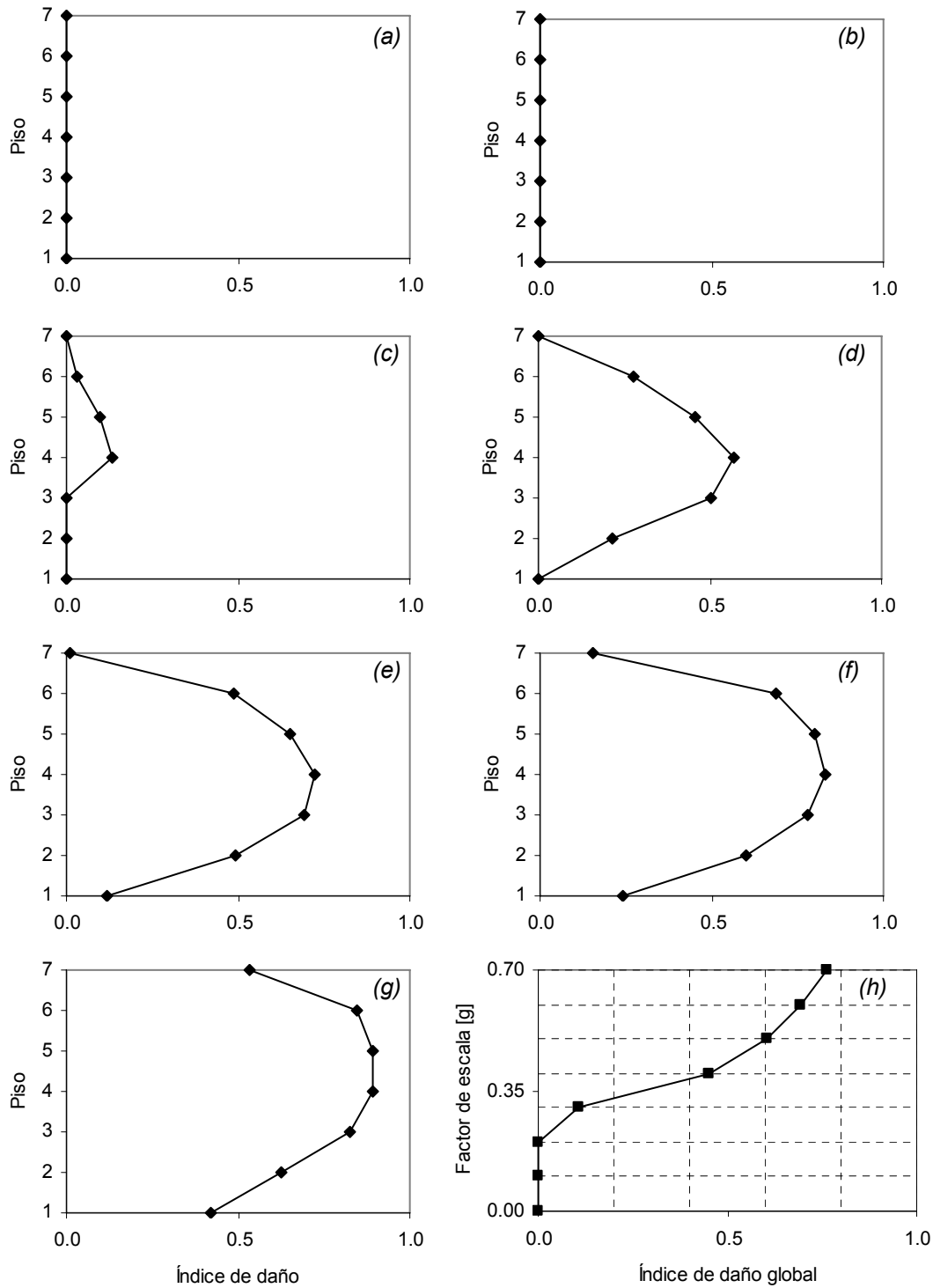


Figura 6. 26. Índices de daño por piso Sismo Loma Prieta: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.9. SISMO MONTENEGRO

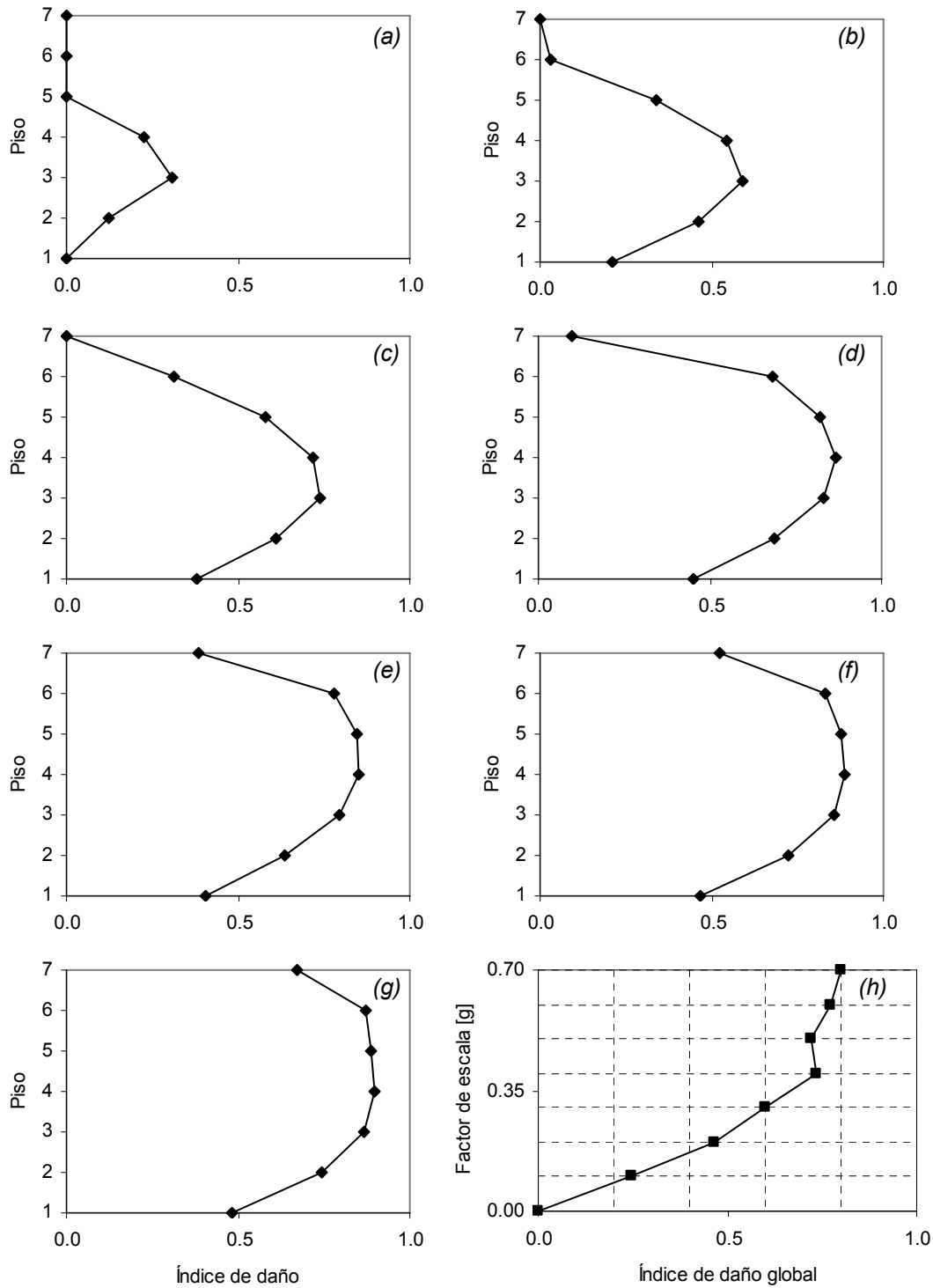


Figura 6. 27. Índices de daño por piso Sismo Montenegro: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.2.10. SISMO PRETOLIA

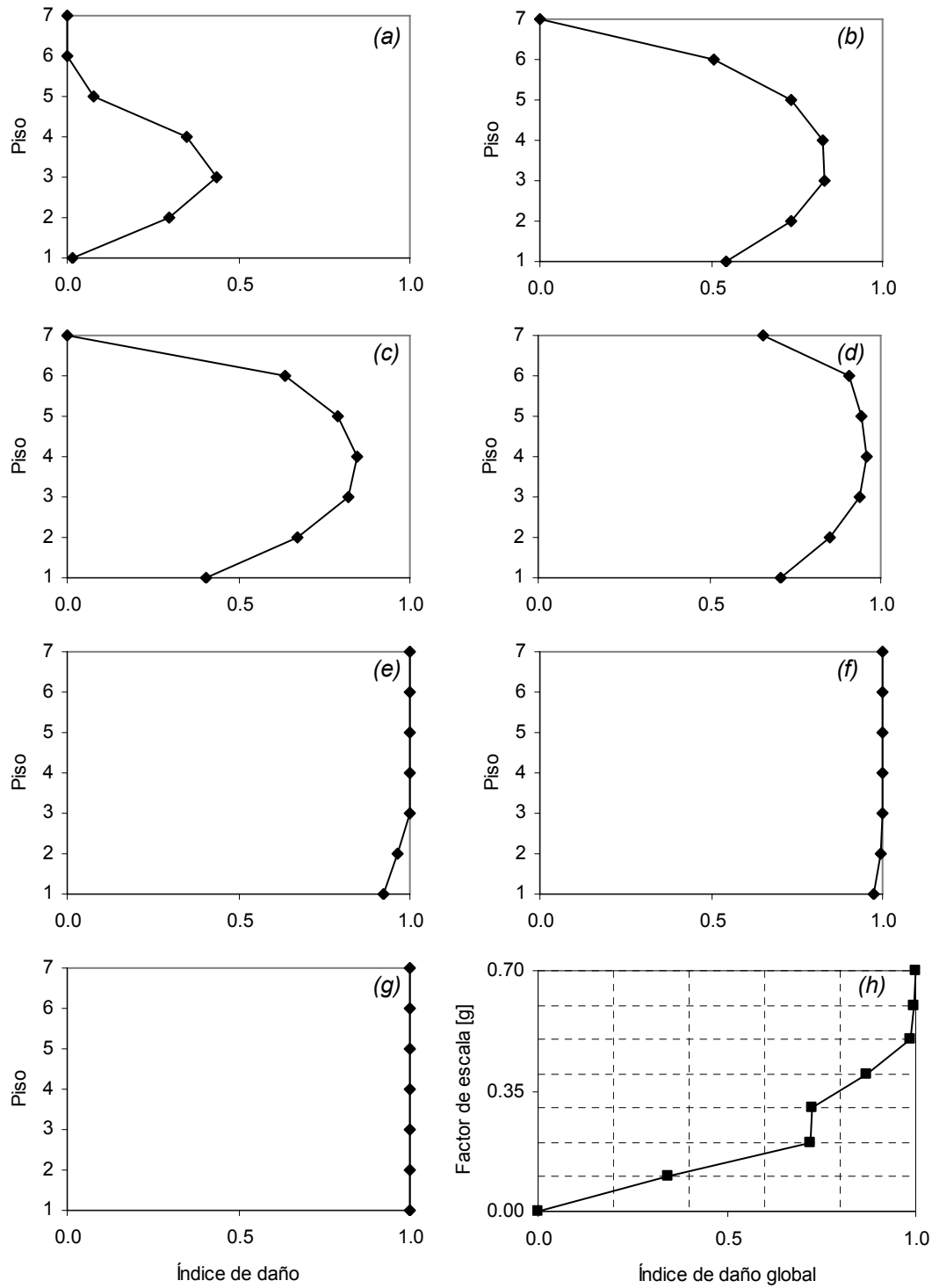


Figura 6. 28. Índices de daño por piso Sismo Pretolia: (a) 0.1g, (b) 0.2g, (c) 0.3g, (d) 0.4g, (e) 0.5g, (f) 0.6g, (g) 0.7g y (h) Índice global

6.3.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

- Los índices de daño, en las dos direcciones, están directamente relacionados con las derivas de entrepiso; es decir, los pisos que experimentan mayores derivas son los que sufren más daño.
- Para un edificio como el que se analizó, con distribución de rigidez no uniforme en altura (cada piso inferior más rígido que los superiores), las derivas más grandes, y como consecuencia, los mayores índices de daño, se presentan para los pisos intermedios. En su investigación de 2004¹, Khashaee llegó a la misma conclusión.
- Los sismos con frecuencia dominante similar a la frecuencia fundamental de la edificación ocasionan mayor daño. Esto puede verse en las figuras 6.29 y 6.30, en donde para el mismo factor de escala, el índice de daño tiende a aumentar cuando la relación de frecuencias (frecuencia dominante/frecuencia fundamental) se acerca a 1.

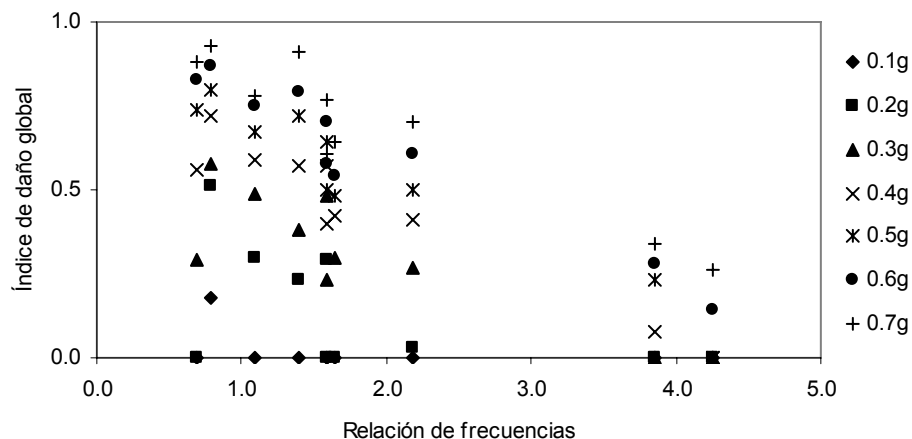


Figura 6. 29. Relación de frecuencias contra índice de daño global (dirección x)

¹ Damage-Based Seismic Design of Structures; Payam Khashaee; 2004; pag 12.

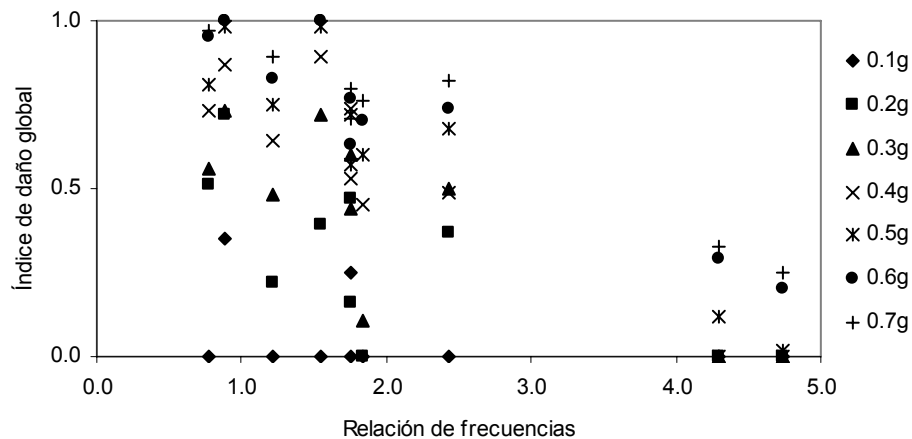


Figura 6. 30. Relación de frecuencias contra índice de daño global (dirección y)

Las frecuencias dominantes con menos similitud a la frecuencia fundamental del edificio corresponden a los sismos Whittier y Friuli (relación de frecuencias mayor que 3.5 en las figuras 6.29 y 6.30) y son precisamente éstos los que producen los menores índices de daño.

- Los índices de daño mayores en la dirección y indican que ésta es más débil. Como la sección de todas las columnas es cuadrada (igual momento de inercia en ambas direcciones) lo anterior se debe al número de líneas de columnas por pórtico: en la dirección y se tienen cuatro pórticos con tres líneas de columnas cada uno, mientras los pórticos en x tienen cuatro líneas, a pesar de que sólo son tres pórticos. Esto evidencia la importancia del número de líneas de columnas de un pórtico en la rigidez de éste.

6.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ÍNDICE DE DAÑO

El cálculo del daño experimentado por la edificación en las dos direcciones, permitió plantear algunas ventajas y desventajas del índice de Khashaei. Las siguientes son las ventajas:

- Para determinar el índice de daño no se requiere mucha información, solamente la ductilidad última y máxima, a diferencia del índice de Park y Ang, que además de la información relacionada con la deformación, requiere la resistencia de fluencia y la energía histerética disipada por cada elemento. Esto hace que el índice propuesto por Khashaee sea más sencillo de utilizar y el más adecuado en estudios en los que se tiene una gran cantidad de edificaciones, como los estudios regionales de zonificación ante diferentes escenarios sísmicos.
- De igual forma, calcular el daño de toda la edificación es más sencillo con el índice de Khashaee, pues utiliza el propio índice como factor de ponderación, mientras que la metodología de Park y Ang utiliza la energía disipada por cada elemento.
- La forma de la ecuación para determinar el índice de daño (ecuación 6.6) hace que éste solo tome valores entre 0, para comportamiento elástico y 1, que indica el colapso. Con la metodología de Park y Ang es posible obtener valores mayores que uno.
- No es necesario determinar parámetros adimensionales, como el parámetro β en el índice de Park y Ang.

Y las desventajas más notorias son:

- Los valores del índice de daño parecen ser conservadores, como pudo verse en la figura 6.3. Esta es una de las razones por las que los índices de daño obtenidos mediante la metodología de Park y Ang son menores. Debe aclararse que para saber si en realidad los resultados son o no conservadores, es necesario compararlos con datos reales del daño experimentado por una estructura después de un sismo o datos experimentales. El presente trabajo es completamente teórico, de manera que es difícil llegar a tal conclusión.

- No existe una propuesta para los niveles de daño, a diferencia del índice de Park y Ang. Se sabe que 0 es para comportamiento lineal y 1 para el colapso, pero no existe un rango de valores intermedios que indiquen cuando el daño es mínimo, moderado o severo.
- No es posible conocer el índice de daño local, es decir, el daño de vigas, columnas y muros estructurales, por tal razón, en estudios de patología estructural, cuando se estudia en detalle el comportamiento de cada elemento de una sola edificación, es más adecuado el índice de Park y Ang.
- Por tratarse de un índice de daño propuesto recientemente (2004), hace falta más investigación y comparación con datos de daño real.

CONCLUSIONES

El Análisis Dinámico No Lineal es la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad, pues permite plantear y resolver todo el sistema de ecuaciones de movimiento del sistema y de esta manera conocer la variación en el tiempo de cualquier respuesta (desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes) de la edificación.

Como procedimiento de diseño sísmico, el Análisis Dinámico No Lineal tiene la gran desventaja de no permitir la utilización de espectros de diseño, pues las ecuaciones de movimiento se plantean para un sistema sometido a un sismo representado mediante un acelerograma. Los códigos y normas para construcciones sismoresistentes, como la NSR-98, permiten utilizar el Análisis Dinámico No Lineal en diseño sísmico, pero no proponen un procedimiento a seguir, ni especifican las características de los acelerogramas a emplear, dejándolo a juicio del ingeniero calculista. Por tales razones esta metodología es poco utilizada y los diseños, en su gran mayoría, se realizan mediante procedimientos Pushover.

Existen metodologías alternativas de análisis sísmico más utilizadas que el Análisis Dinámico No Lineal, debido principalmente a que son más sencillas de implementar, pero menos exactas. Para determinar el grado de exactitud de éstas, los desplazamientos de piso y derivas de entrepiso de un edificio de concreto reforzado, aporticado, de siete pisos, regular en planta y altura, sometido a los sismos utilizados en el Estudio de Microzonificación de Bucaramanga fueron determinadas utilizando las siguientes metodologías alternativas de análisis sísmico:

- Análisis pushover tradicional, ampliamente utilizado en la actualidad, empleando tres distribuciones de carga horizontal: distribución uniforme, ELF y triangular (las dos primeras propuestas en el documento FEMA-273)

- Procedimiento UMHRA (Anil K. Chopra, 2001)
- Procedimiento Pushover Modal (Anil K. Chopra, 2001)

Los valores máximos se compararon con aquellos obtenidos mediante Análisis Dinámico No Lineal.

En la mayoría de los casos, los resultados obtenidos por las tres metodologías están por debajo de las respuestas “verdaderas” calculadas mediante Análisis Dinámico No Lineal. En otras palabras, en muchas oportunidades, los valores máximos para desplazamientos y derivas son subestimados.

En las tres metodologías de análisis los errores son mayores para las derivas de entrepiso que para los desplazamientos de piso.

Se encontró que la curva de capacidad o curva pushover, necesaria para implementar un Análisis Estático, es muy sensible a la distribución horizontal de carga utilizada, lo que en teoría no debería suceder, ya que la capacidad de la edificación es única. Las curvas de capacidad obtenidas utilizando las distribuciones ELF y triangular son prácticamente iguales, pero existe gran diferencia, incluso en la rigidez antes de la fluencia, con la curva obtenida mediante la distribución uniforme.

Los mayores porcentajes de error se presentan para el procedimiento Pushover Tradicional (a pesar de que es el más utilizado). También se pudo concluir que la distribución de carga que genera los errores más grandes es la distribución uniforme. Los errores disminuyen utilizando las otras dos distribuciones, sin embargo siguen siendo mayores que aquellos obtenidos mediante los procedimientos UMRHA y Pushover Modal.

Las explicaciones son básicamente dos: primero, el procedimiento pushover tradicional sólo tiene en cuenta el primer modo de vibración, considerado imperante por poseer mayor factor de participación modal y segundo, la incertidumbre en torno a la selección de la distribución horizontal de carga con la que se construye la curva pushover. Pudo verse que este factor tiene gran influencia en los resultados

obtenidos, y no existe un criterio unificado para seleccionar solamente una, incluso en algunos casos los errores fueron menores para un tipo de distribución, pero en otros, la misma generó los errores más grandes.

Los dos problemas mencionados en el párrafo anterior son solucionados con los procedimientos UMRHA y Pushover Modal. Estos dos tipos de análisis son modales, es decir, descomponen el sistema en todos sus modos de vibración y se calcula la respuesta para cada modo, posteriormente las respuestas se combinan y se obtiene una aproximación a la respuesta total. El procedimiento UMRHA permite conocer una aproximación de la variación en el tiempo de cualquier respuesta de la edificación, mientras que el Análisis Pushover Modal solo proporciona los valores máximos, que para efectos de diseño son los más importantes.

En los dos procedimientos modales se utiliza solamente una distribución horizontal de carga, proporcional a la masa y forma del modo, para construir la curva de capacidad, de esta manera se obtiene sólo una curva para cada modo y se elimina la incertidumbre sobre cuál distribución utilizar, presentada en el procedimiento Pushover Tradicional.

Los errores obtenidos en las dos metodologías modales (UMRHA y Pushover Modal) aumentan cuando la edificación ingresa en el rango inelástico, reflejando de esta forma la dificultad e incertidumbres existentes para tratar de predecir el comportamiento no lineal de las estructuras.

Las causas de los errores presentados en los dos análisis modales son, en primer lugar, la falta de una teoría rigurosa, sobretudo en el análisis UMRHA. Los dos procedimientos se basan en algunas suposiciones y extensiones del análisis elástico de edificaciones que no son del todo ciertas cuando el análisis es inelástico. En segundo lugar, se induce error al idealizar la curva de capacidad como una relación bilineal. Los resultados permitieron determinar que los mayores errores se cometen en la parte de menor correlación entre las curvas de capacidad real e idealizada,

esto es cerca de la fluencia de la estructura. Cuando se sobrepasa la fluencia, los errores tienden a disminuir.

Se pudo observar que los porcentajes de error se reducen significativamente, sobretodo en las derivas de entrepiso, cuando se tiene en cuenta el segundo modo y en menor medida el tercero. Sin embargo, el aporte de los modos superiores es insignificante, de manera que se puede concluir que los dos o tres primeros modos de vibración son suficientes.

De las metodologías alternativas de análisis sísmico estudiadas, la que produce los errores más pequeños es el Análisis Pushover Modal, por tal razón, se concluye que este tipo de análisis es el más adecuado, no obstante, debe mencionarse que en algunas oportunidades los porcentajes de error fueron grandes. Esto permite plantear la necesidad de mejorar los procedimientos actuales de análisis y diseño sísmico.

La segunda parte de la investigación se enfocó en la cuantificación del daño estructural sufrido por el mismo edificio con cada uno de los sismos del Estudio de Microzonificación, escalados para valores de aceleración de 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g y 0.7g. Se utilizaron dos índices de daño: el propuesto por Park y Ang (1985), ampliamente encontrado en la literatura, y un índice basado en ductilidad y degradación de la rigidez, propuesto en 2004 por Payam Khashaee.

Para calcular los índices de daño es necesario seguir dos etapas: primero implementar un análisis dinámico no lineal y, luego, con base en los resultados determinar el índice de daño utilizando cualquier metodología. Desde este punto de vista, el índice de Khashaee es más sencillo ya que solo requiere datos de deformación extraídos del análisis no lineal. Por el contrario, el índice de Park y Ang, requiere información más detallada, pues además de los datos de deformación, es necesario conocer perfectamente los ciclos de histéresis de cada elemento para calcular la energía disipada. La gran ventaja del índice de Park y Ang es que cuenta con el software IDARC-2D que integra las dos etapas anteriormente mencionadas,

de esta forma el problema se reduce a la definición de los parámetros de entrada que requiere el programa. La metodología de Khashaei no tiene esa facilidad, y es necesario desarrollar las dos etapas por separado. En el presente trabajo, el análisis no lineal se hizo con IDARC y los índices de daño fueron determinados utilizando hojas de cálculo.

Una gran ventaja del índice de Park y Ang es que permite cuantificar el daño experimentado por cada elemento, permitiendo conocer en detalle su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas. Esto hace que sea muy útil en estudios de patologías estructurales o rehabilitación de una edificación.

Los resultados obtenidos por ambas metodologías tienen algunos puntos en común que permiten plantear las siguientes conclusiones:

En primer lugar, existe una relación directa entre las derivas de entrepiso y los índices de daño. Los pisos que experimentan mayores derivas son los que sufren más daño estructural.

Una tipología estructural muy utilizada en la práctica de la construcción en la ciudad de Bucaramanga son los edificios de mediana altura, aporticados, con distribución de rigidez no uniforme en altura, es decir, cada piso inferior más rígido que los superiores. En este tipo de edificaciones las derivas más grandes, y como consecuencia, los mayores índices de daño, se presentan para los pisos intermedios.

Igualmente, existe relación entre la frecuencia fundamental de la edificación y la frecuencia dominante de cada sismo; los índices de daño más grandes se presentaron para los sismos con frecuencia dominante similar a la frecuencia fundamental del edificio., evidenciando de esta forma, que la intensidad del movimiento de tierra no es el único parámetro que influye en la respuesta de las estructuras como comúnmente se cree.

De igual forma, existen algunas diferencias entre los resultados obtenidos por cada metodología y su interpretación. Los índices de Park y Ang sugieren que la

estructura, en las dos direcciones, responde adecuadamente con todos los sismos y factores de escala utilizados. El daño presentado es moderado, reparable, con gran fisuramiento y descascaramiento del concreto en los elementos más débiles.

Los resultados de la metodología de Khashaee indican un nivel de daño más alto, sobretodo en la dirección y. El comportamiento en esta dirección es adecuado hasta 0.4g, para factores de escala más grandes la capacidad se ve comprometida llegando en algunos casos incluso al colapso. Debido a que este índice no tiene estados de daño definidos, no fue posible establecer el estado de la estructura y la apariencia física que tendría después de ser sometida a cualquiera de los sismos de estudio.

Actualmente el software IDARC 2D es poco popular en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander debido al desconocimiento por parte de estudiantes y profesores de su gran potencial. IDARC 2D es una herramienta muy versátil que permite realizar desde un simple análisis estático por cargas verticales para diseño, hasta análisis sísmico no lineal utilizando las metodologías pushover, dinámica no lineal (historia de respuesta en el tiempo) y cuasiestática. También permite modelar estructuras con elementos disipadores de tipo viscoelásticos y por fricción, además se puede descargar gratuitamente desde Internet.

El esfuerzo en la realización del presente trabajo se vio considerablemente reducido gracias al empleo de IDARC 2D, por lo tanto se recomienda su divulgación como una nueva herramienta de apoyo a los análisis estructurales.

Finalmente, a manera de recomendación, se plantea la necesidad de ampliar la presente investigación a edificaciones con características diferentes, tales como, mayor y menor número de pisos, irregularidades en planta y altura y sistemas de resistencia sísmica con muros estructurales o disipadores.

REFERENCIAS

ANG A. H-S, KIM W.J., KIM S. B. (1993); Damage Estimation of Existing Bridge Structures; Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation: Proc. ASCE Structures Congress 1993, Irvine CA, Vol 2, 1137-1142.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, ATC (1996); Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumen 1; California.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS (2003). "Descripción y Comparación de las Principales Metodologías Existentes a Nivel internacional y Nacional Sobre Evaluación de Daños Después de un Sismo".

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (1998), AIS; NSR-98: Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Bogotá.

BANON, H., BIGGS, J.M., IRVINE, H.M. (1981). "Seismic Damage of Reinforced Concrete Frames". Journal of the Structural Division, ASCE 107 (9), p. 1713-1729.

BANON, H., VENEZIANO, D. (1982). "Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 10, p. 179-193.

BARROSO, L. (1999). "Performance Evaluation of Vibration Controlled Steel Structures Under Seismic Loading", PhD Thesis, Stanford University, 194p.

BRACCI, J., REINHORN, A., MANDER, J. KUNNATH, S. (1989). "Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation on RC Structures". Technical Report NCEER-89-0033, State University of New York.

CHAI, Y.H., ROMSTAD, K.M, BIRD S.M. (1995). "Energy-Based Linear Damage Model for High-Intensity Seismic Loading," Journal Structural Division ASCE, 121, No 5, p. 857-864.

CHAI, Y.H. (1999). "Characterization of Story-Level Seismic Damage Using an Energy-based Damage Model". Experimental Mechanics, 39, p. 1-9.

CHOPRA K. A. Y GOEL R. K. (2001); A Modal Pushover Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation; PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley.

CHOPRA K. A. (2001); Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; University of California at Berkeley; Prentice Hall: New Jersey.

CHUNG, Y., MEYER, C., SHINOZUKA, M. (1989). "Modeling of Concrete Damage". ACI Structural Journal, 86 (3), p. 259-271.

CRUZ, M., LOPEZ, O. (2004). "Design of Reinforced Concrete Frames with Damage Control". Engineering Structures 26, p. 2037-2045.

DIPASCUALE, E., JU, J., CAKMAK, A. (1990). "Relation between Global Damage Indices and Local Stiffness Degradation". Journal of Structural Engineering, ASCE 116(5), p. 1440-1456.

EERI (1994). "Expected Seismic Performances of Buildings, Publication Number SP-10 Earthquake Engineering Research Institute, Oakland CA.

GOSAIN, N., BROWN, R. JIRSA, J. (1977). "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members". Journal of Structural Engineering, ASCE, 103(7), p. 1461-1476.

HASSELMAN, T., EGUCHI, R., WIGGINS, J. (1980). "Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment". Technical Report No 80-1332-1, J.H. Wiggins Company, California.

IDARC 2D Version 6.0 User's Guide (2004); National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, <http://civil.eng.buffalo.edu/idarc2d50/download.htm>.

KHASHAEE, P. (2004); Damage-Based Seismic Design of Structures; Environmental and Civil Engineering Department, Southern Methodist University.

KRATZIG, W., MEYER, I., MESKOURIS, K. (1989). "Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading". Proceedings of 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, Vol II, p. 795-802.

MEHANNY, S., DEIERLEIN, G. (2001). "Seismic Damage and Collapse Assessment of Composite Moment Frames". Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(9), p. 1045-1053.

MORK, K. (1992). "Stochastic Analysis of Reinforced Concrete Frames under Seismic Excitation". Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 11(3), p.145-161.

PARK, Y. J., ANG, A. H. (1985a). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete Buildings". Journal Structural Division ASCE, 111, No 4, p. 722-739.

PARK, Y. J., ANG, A. H. WEN Y.K. (1985b). "Seismic damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. Journal Structural Division ASCE, 111, No 4, p. 740-757.

PARK, Y. J., ANG, A. H. WEN Y.K. (1987a). "Damage-limiting aseismic design of buildings", Earthquake Spectra, 3 (1), pp 1-26.

PARK, Y.J., REINHORN, A. M., KUNNATH, S.K. (1987b). "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures", Technical Report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo.

POWELL, G., ALLAHABADI, R. (1988) "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 16(5), p. 719-734

RANHAMA, M., KRAWINKLER, H. (1993). "Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands". Report No 108. Stanford University.

REINHORN, A.M., VALLES, R. E. (1995). " Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach," Technical Report No. NCEER-95-xxxx, State University of New York at Buffalo.

ROUFAIEL, M., MEYER, C. (1987a). "Analytical Modelling of Hysteresis Behaviour of R/C". Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(3), p. 429-444.

ROUFAIEL, M., MEYER, C. (1987b). "Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes". Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(3), p. 445-457.

SAIDI, M., SOZEN, M. (1981). "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures". Journal of the Structural Division, ASCE 107 (5), p. 937-951.

STHEPHENS, J., YAO, J. (1987). "Damage Assessment Using Response Measurement". Journal of Structural Engineering, ASCE, 113 (4), p. 787-801.

STONE W.C., TAYLOR A. W. (1993); Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in accordance with AASHTO/CALTRANS Standards; NIST Building Science Series 170, National Institute of Standards and Technology; Gaithersburg MD.

SUBDIRECCIÓN DE AMENAZAS GEOAMBIENTALES, INGEOMINAS (2001), Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga; Bogotá.

TAKEDA, T. SOZEN, M., NIELSEN, N. (1970). "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes". Journal of the Structural Division, ASCE 96(12), p. 2557-2573.

TERAN, A. (1997). "Energy Concepts and Damage Indices". National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.

TOUSSI, S. YAO, J. (1983). "Hysteresis Identification of Existing Structures". Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 109(5), p. 1189-1203.

VALLES, R. E., KUNNATH, S. K. REINHORN, A. M., LI, C., MADAN, A. (1996). "IDARC 2D Versión 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings". Technical Report NCEER-96-0010. 206 p. State University of New York at Buffalo

WANG, M., SHAH, S. (1987). "Reinforced Concrete Hysteresis Model Based in the Damage Concept". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15(8), p. 993-1003.

WILLIAMS, M.S., SEXSMITH, R.G. (1995). "Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A state-of-the-Art Review." Earthquake Spectra 11 (2), p. 319-349.

WILLIAMS, M.S, VILLEMURE, I. SEXSMITH, R.G. (1997). "Evaluation of Seismic Damage Indices for Concrete Elements Loaded in Combined Shear and Flexure". ACI Structural Journal 94(3), p. 315-322.

ANEXO A: ANÁLISIS MODAL DESACOPLADO DE LA HISTORIA DE RESPUESTA (UMRHA)

A1. Resultados Sismo Coalinga (0.1g): Procedimiento paso a paso

La metodología UMRHA se implementó para calcular la historia de los desplazamientos de piso del edificio de 7 niveles descrito en la primera parte del presente estudio.

El procedimiento paso a paso seguido fue el siguiente:

1. Calcular la forma y frecuencia de los tres primeros modos de vibración. Los resultados se presentan en la figura A1:

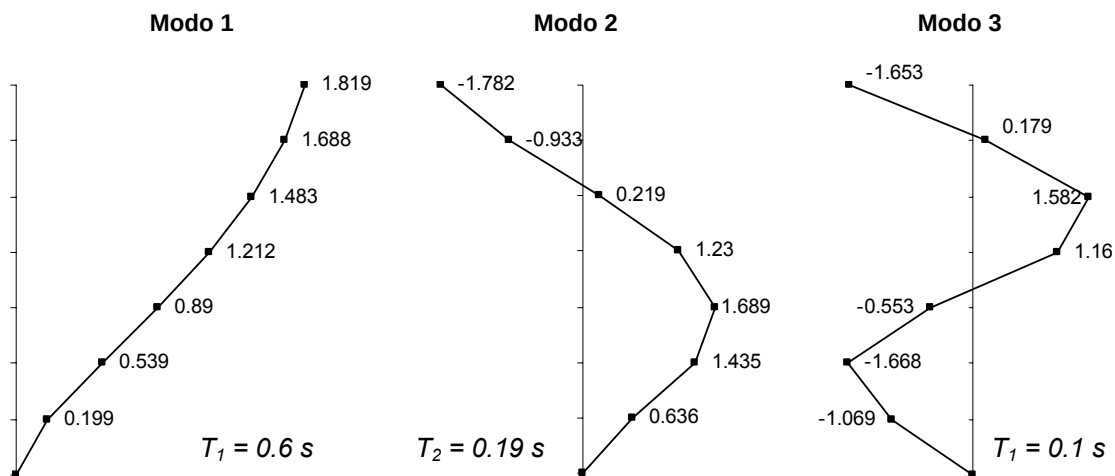


Figura A1. Forma y periodo de los tres primeros modos de vibración.

2. Con la distribución de fuerzas horizontales, s_n^* , construir la curva pushover para cada modo. En las figura A2 y A3 se presenta la distribución de fuerzas y las curvas de capacidad (pushover) respectivamente.

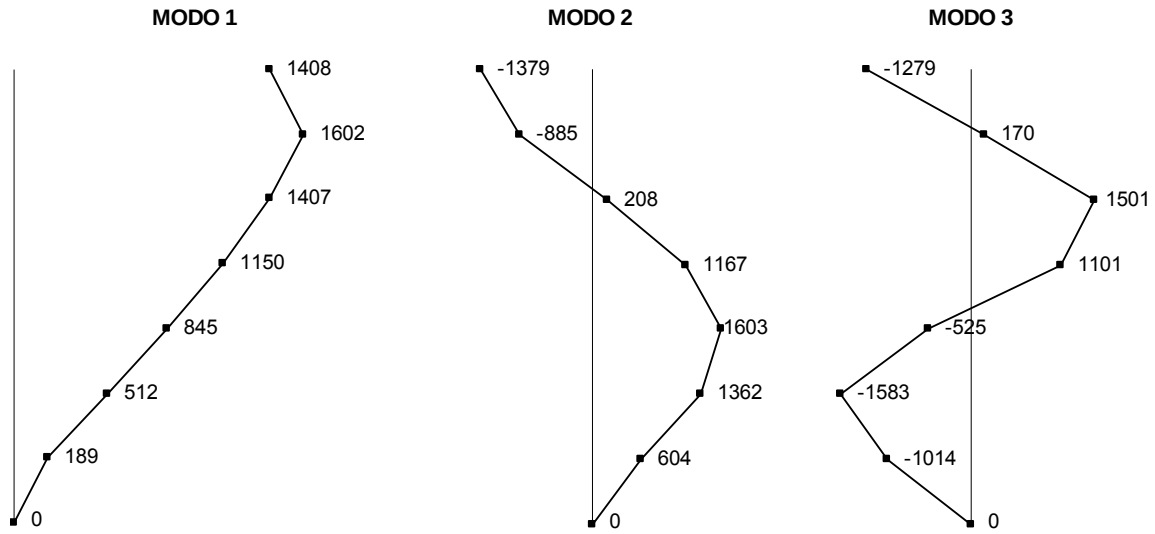


Figura A2. Distribución de fuerzas horizontales, en KN

3. Cada una de las curvas pushover se debe idealizar mediante una relación bilineal (figura A4) utilizando el procedimiento FEMA-273⁹⁵:
 - 3.1. Definir el punto B de la curva bilineal en el punto de desplazamiento máximo de la curva pushover real. En B , el desplazamiento y cortante basal se son u_{rno} y V_{bno} , respectivamente.
 - 3.2. Calcular el área bajo la curva pushover real, A_{pn} , utilizando cualquier método numérico de integración, por ejemplo, la regla de los trapecios.
 - 3.3. Estimar el cortante basal de fluencia, V_{bny}^i . Este valor, obtenido a juicio propio, se redefinirá más adelante mediante un proceso iterativo que busca igualar las áreas bajo las curvas real e idealizada.
 - 3.4. Calcular la pendiente inicial de la curva idealizada, k_n^i , trazando una línea recta desde el origen, O , hasta el punto de la curva real en el que el cortante basal es igual a $0.6 \cdot V_{bny}^i$. Este paso proporciona la rigidez secante a un cortante basal igual al 60% del cortante basal de fluencia.
 - 3.5. Calcular el desplazamiento de fluencia, $u_{rny}^i = V_{bny}^i / k_n^i$, correspondiente al cortante basal de fluencia estimado, V_{bny}^i . El punto con cortante basal igual a V_{bny}^i y desplazamiento u_{rny}^i , se denota como A .

⁹⁵ Building Seismic Safety Council, 1977

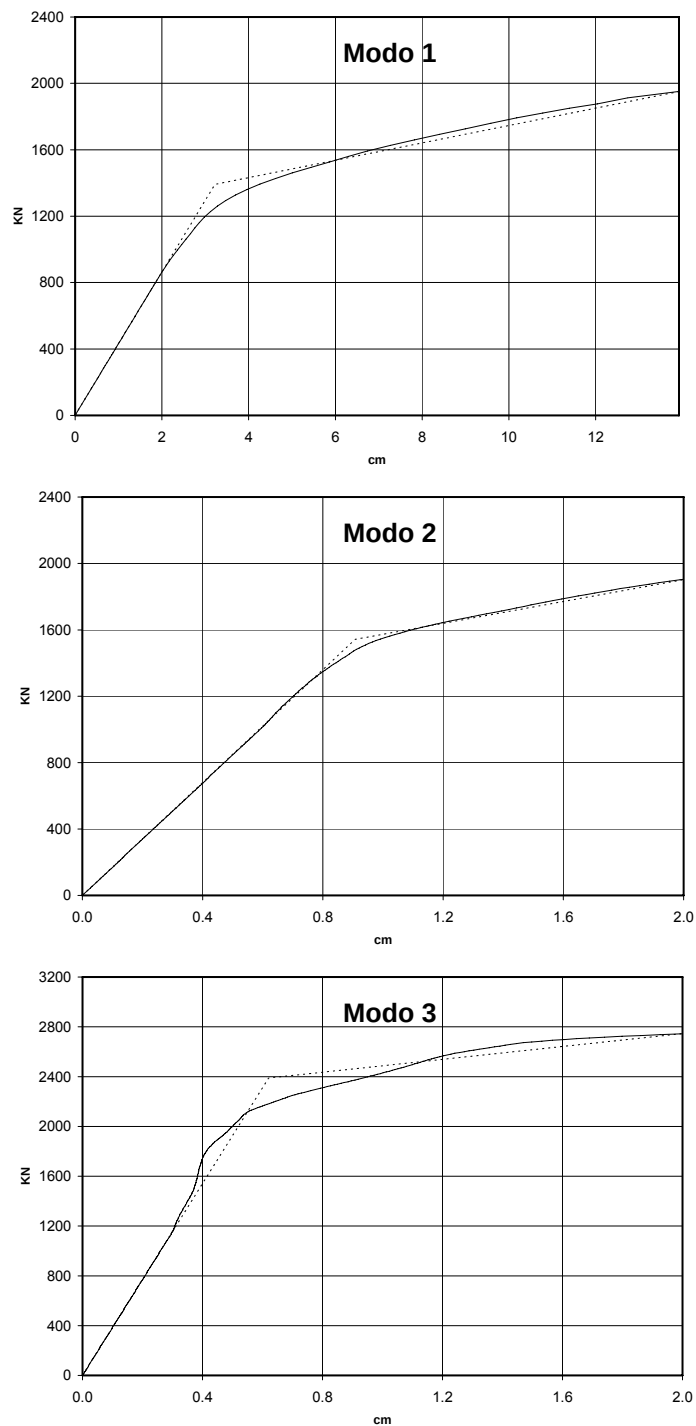


Figura A3. Curvas de capacidad obtenidas para los tres primeros modos de vibración

- 3.6. Dibujar la curva OAB , conectando los tres puntos O , A , B con segmentos de línea recta para obtener la curva bilineal idealizada.
- 3.7. Determinar el cociente post-fluencia:

$$\alpha_n^i = \frac{\left(\frac{V_{bno}}{V_{bny}^i} \right) - 1}{\left(\frac{u_{rno}}{u_{rny}^i} \right) - 1}$$

- 3.8. Calcular el área bajo la curva bilineal OAB, A_{bn}^i .
- 3.9. Determinar el error = $100 * (A_{bn}^i - A_{pn}) / A_{pn}$. Si el error excede alguna tolerancia predeterminada, las iteraciones son necesarias.
 - 3.9.1. Calcular $V_{bny}^{i+1} = V_{bny}^i * (A_{pn} / A_{bn}^i)$. Otros métodos apropiados se pueden utilizar.
 - 3.9.2. Reemplazar $i+1$ con i y repetir los pasos 3.4 a 3.8.
4. Desarrollar la relación $F_{sn}/L_n - D_n$
 - 4.1. Calcular las masas efectivas modales: $M_n^* = L_n \Gamma_n$
 - 4.2. Escalar el eje x de la curva pushover idealizada por $\Gamma_n \phi_m$ para obtener $D_{no} = u_{rno} / \Gamma_n \phi_m$ y $D_{ny} = u_{rny} / \Gamma_n \phi_m$
 - 4.3. Escalar el eje vertical de la curva pushover por M_n^* para obtener $F_{sno}/L_n = V_{bno} / M_n^*$ y $F_{sny}/L_n = V_{bny} / M_n^*$
5. Calcular la historia de deformaciones, $D_n(t)$, para el sistema de un grado de libertad (SDF) correspondiente al i-ésimo modo de vibración, con masa unitaria y relación fuerza-deformación determinada en el numeral anterior ($F_{sn}/L_n - D_n$), sometido al sismo estudiado (Coalinga escalado a 0.1g, en este caso). Para llevar a cabo este paso se utilizó el software NONLIN⁹⁶.
6. Determinar la historia de desplazamientos de piso utilizando la siguiente ecuación: $u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t)$
7. Combinar las respuestas sumando el aporte de cada modo en el mismo instante de tiempo, para obtener la historia de desplazamientos de piso total (Figura A4)
8. Calcular los desplazamientos de piso máximos de la historia obtenida en el numeral anterior y compararlos con los valores “reales” determinados por NLRHA. Finalmente determinar los porcentajes de error.

⁹⁶ Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems; Finley A. Charney.

En la figura A4 se presenta la historia de deformaciones obtenida mediante UMRHA y NLRHA, para el último y primer piso. En la tabla A1 se muestran los desplazamientos de piso máximos, normalizados por la altura de la edificación, obtenidos en el numeral 7. Finalmente, en las figuras A5 y A6 se presenta el perfil de valores picos y la variación en altura del porcentaje de error.

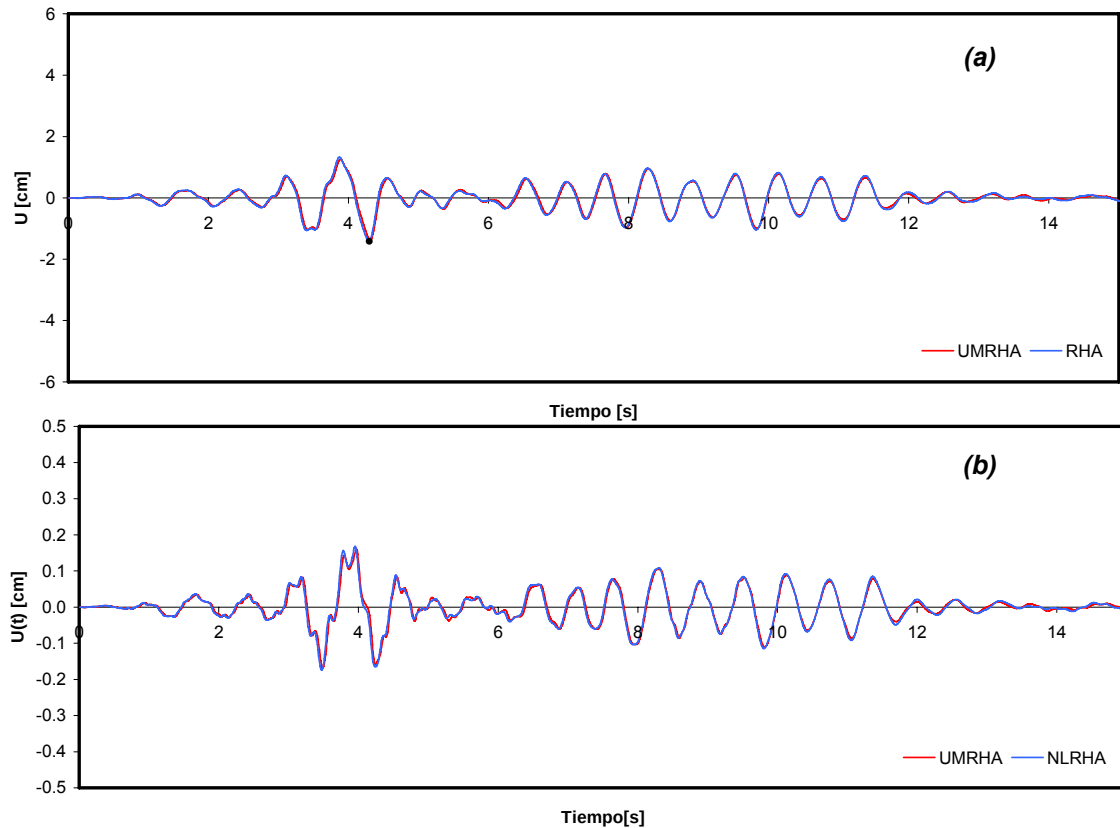


Figura A4. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1.

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.078	0.080	2.36
6	0.071	0.073	3.07
5	0.061	0.064	4.33
4	0.050	0.052	5.21
3	0.037	0.039	5.26
2	0.024	0.025	3.19
1	0.009	0.010	3.66

Tabla A 1. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7 m) y porcentaje de error

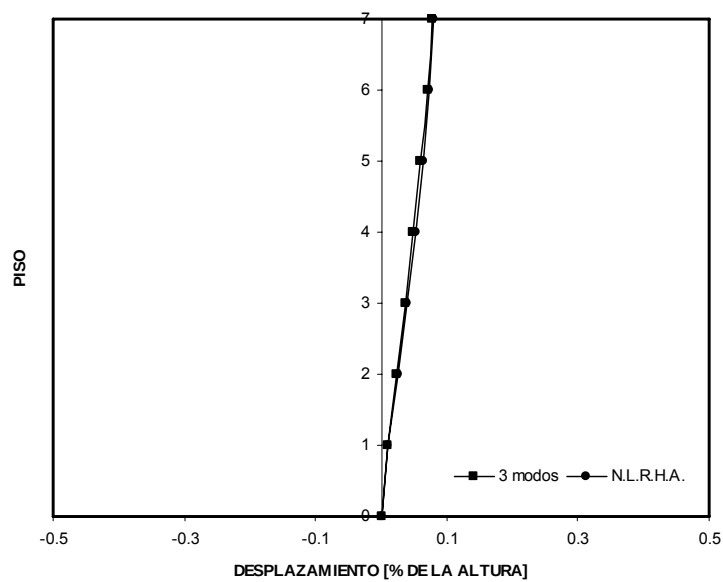


Figura A5. Perfil de desplazamientos máximos

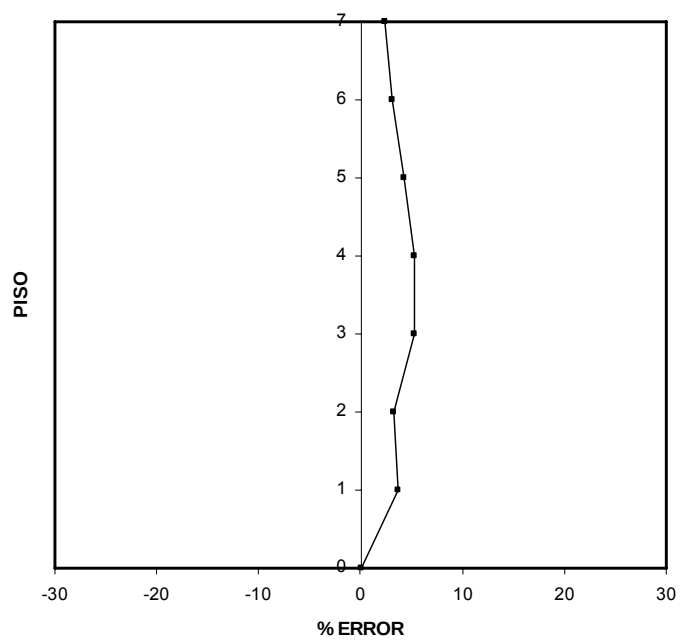


Figura A6. Porcentaje de error para cada piso

A2. Resultados Sismo Coalinga (0.2g)

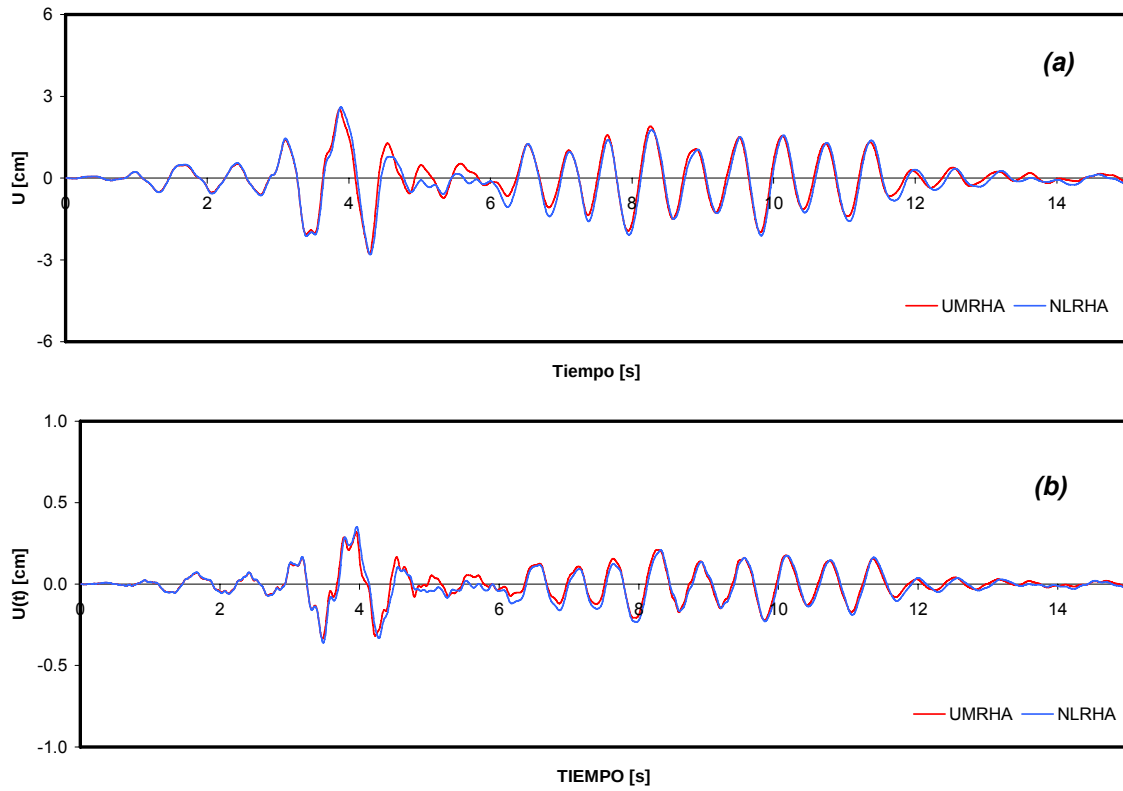


Figura A7. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1.

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.157	0.158	0.90
6	0.142	0.147	3.44
5	0.122	0.131	6.90
4	0.099	0.109	9.00
3	0.075	0.082	9.13
2	0.049	0.053	7.72
1	0.019	0.020	6.74

Tabla A 2. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7 m) y porcentaje de error

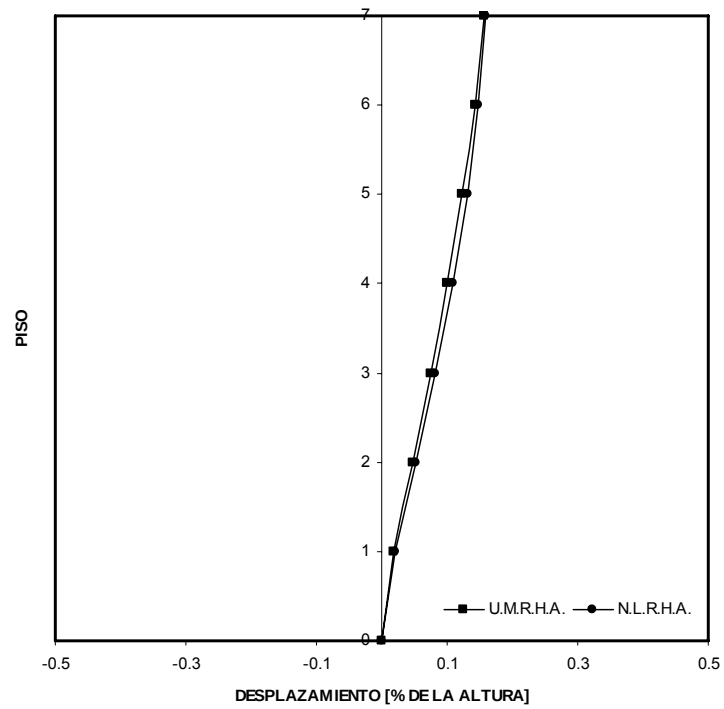


Figura A8. Perfil de desplazamientos máximos

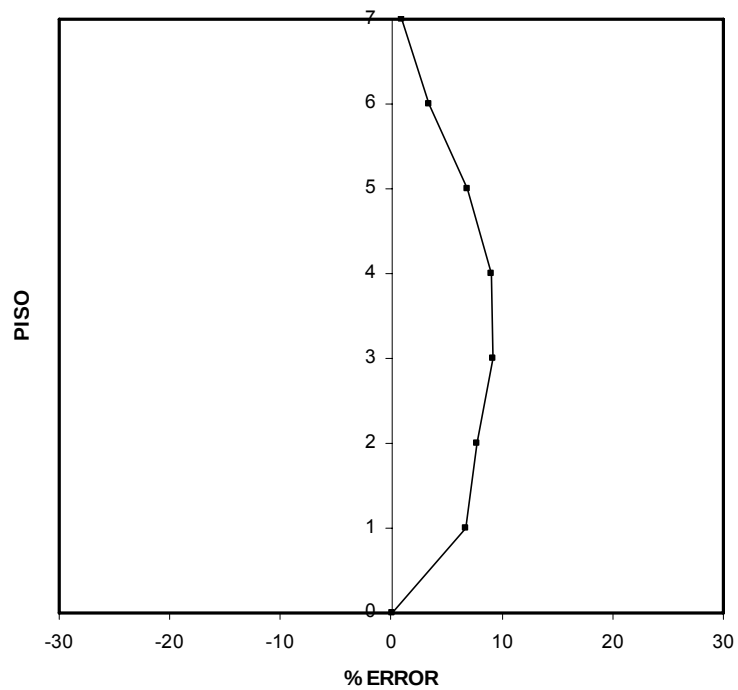


Figura A9. Porcentaje de error para cada piso

A3. Resultados Sismo Coalinga (0.3g)

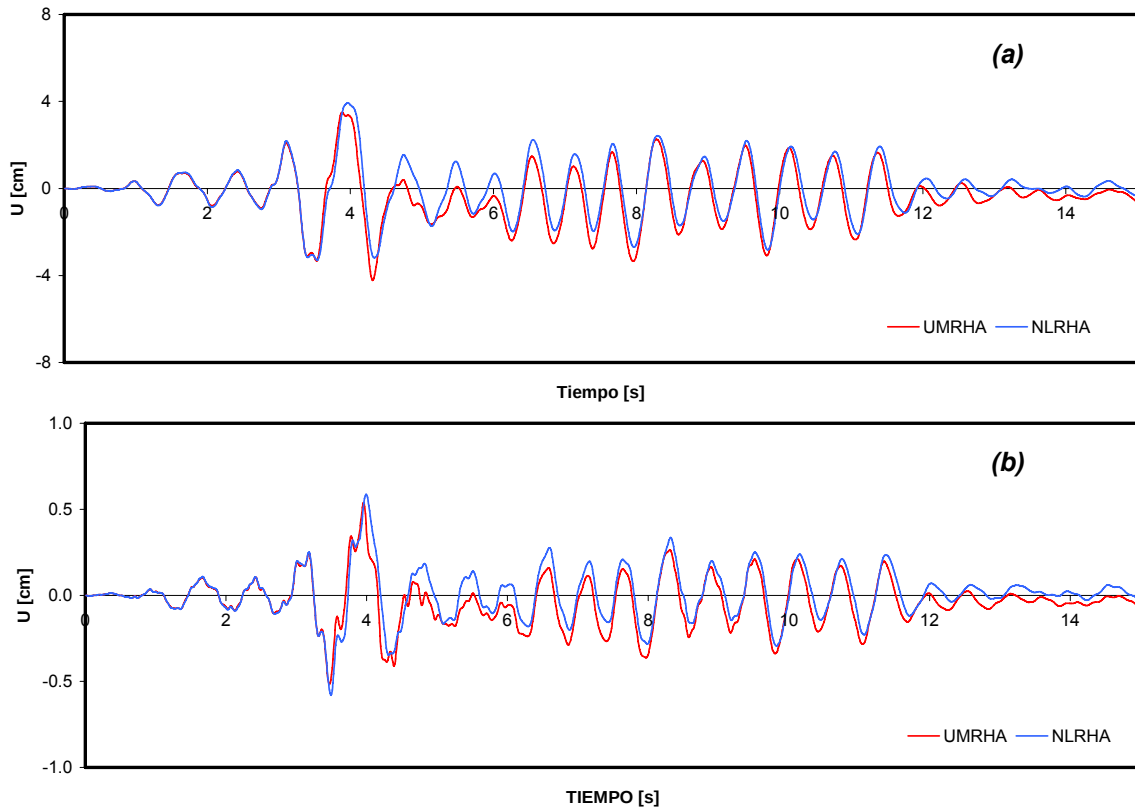


Figura A10. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.238	0.222	-7.37
6	0.216	0.216	-0.32
5	0.183	0.204	10.35
4	0.151	0.184	18.20
3	0.120	0.148	19.07
2	0.078	0.094	16.62
1	0.030	0.033	8.38

Tabla A 3. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error

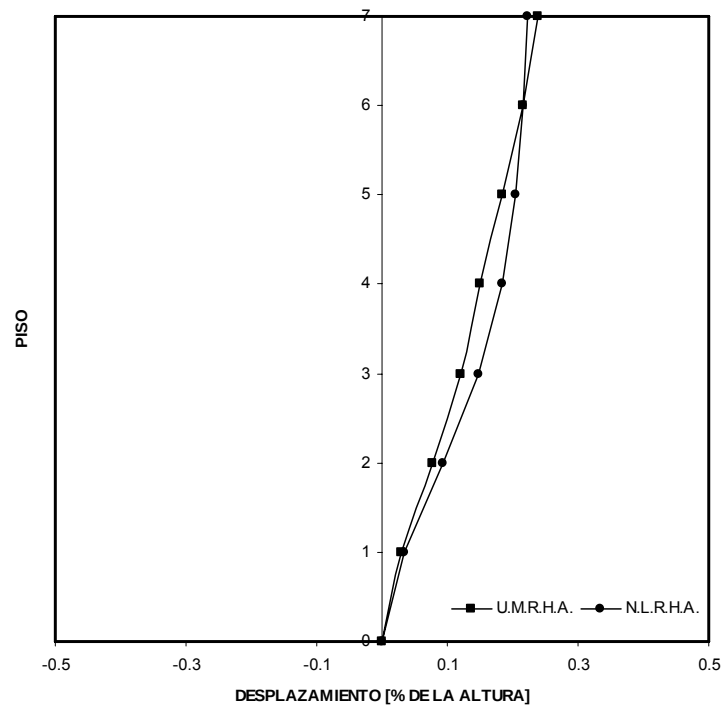


Figura A11. Perfil de desplazamientos máximos

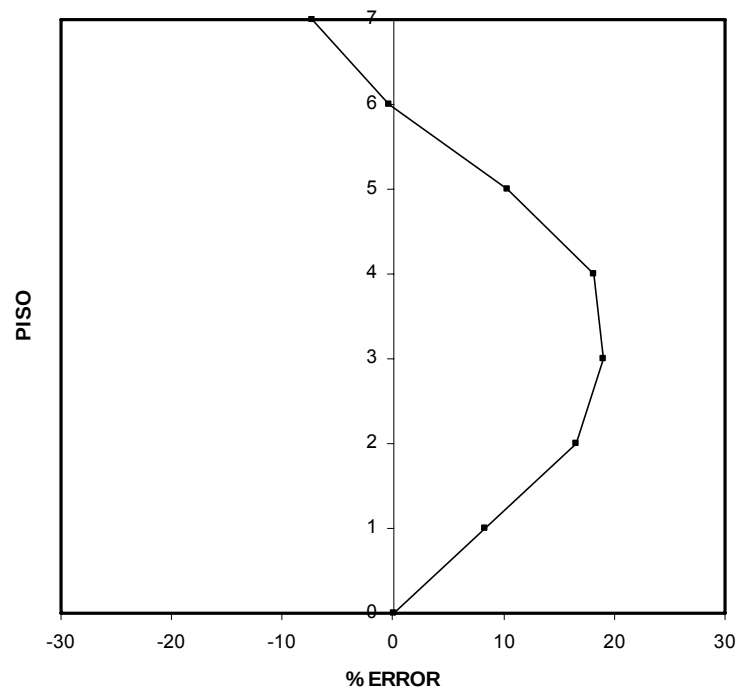


Figura A12. Porcentaje de error para cada piso

A4. Resultados Sismo Coalinga (0.4g)

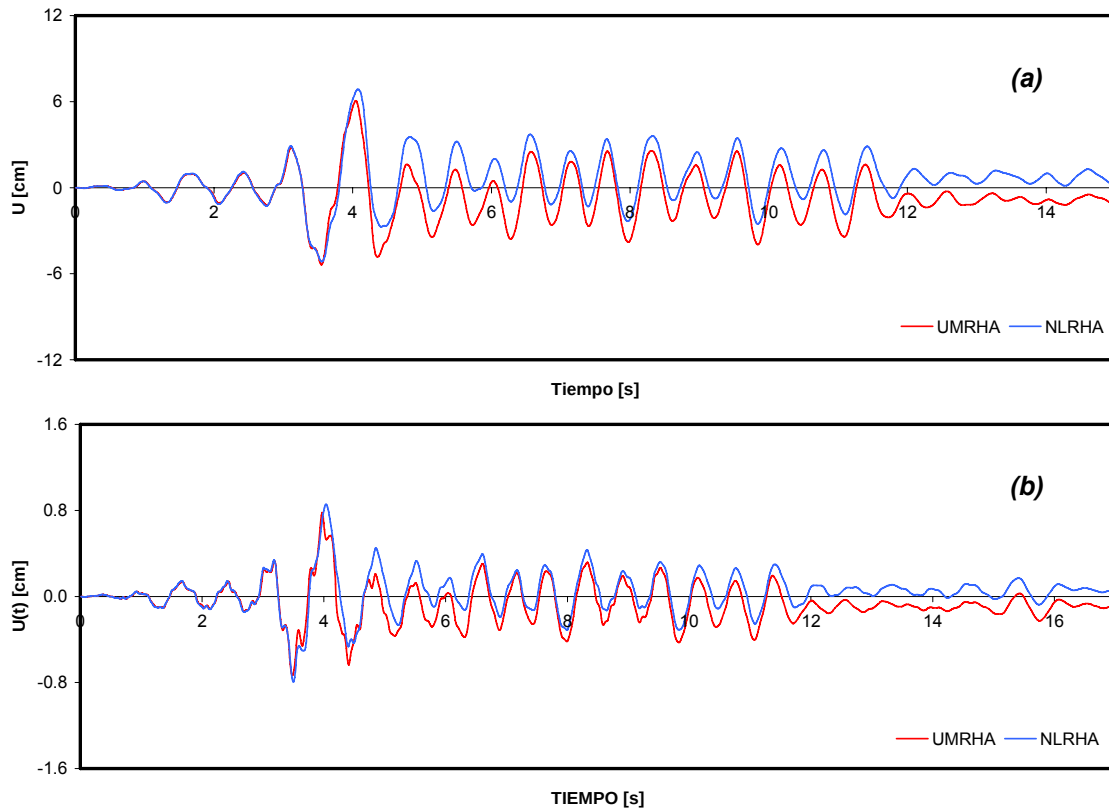


Figura A13. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.342	0.388	11.69
6	0.310	0.374	17.13
5	0.268	0.350	23.30
4	0.226	0.305	25.87
3	0.177	0.234	24.46
2	0.114	0.141	19.35
1	0.044	0.048	8.86

Tabla A 4. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7m) y porcentaje de error

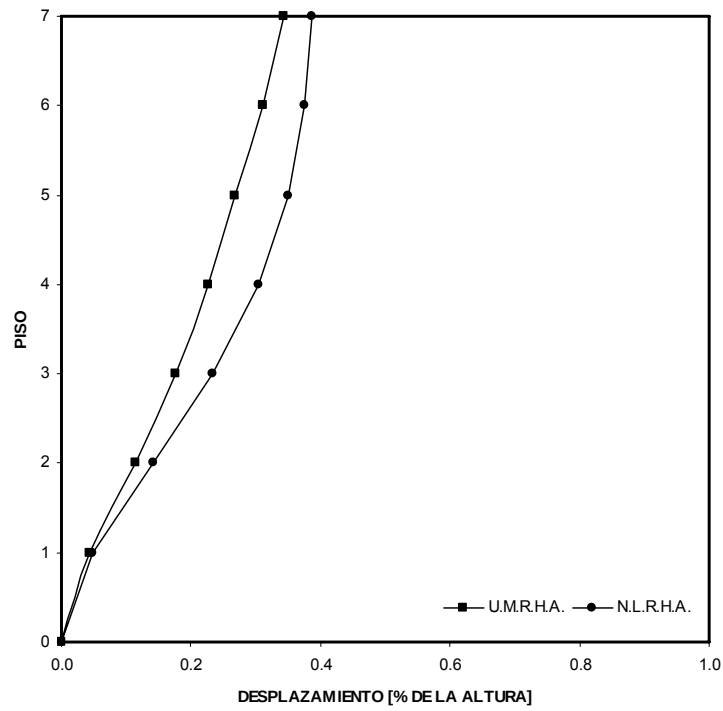


Figura A14. Perfil de desplazamientos máximos

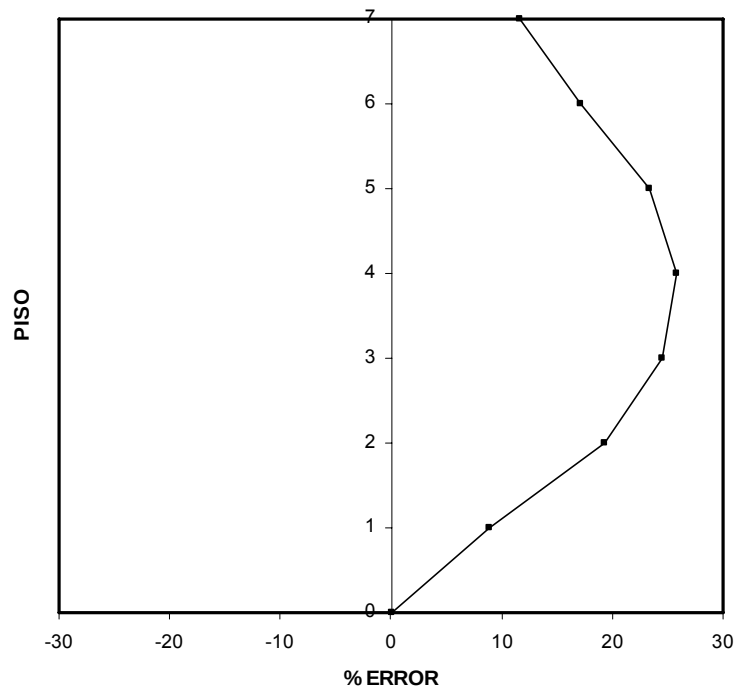


Figura A15. Porcentaje de error para cada piso

A5. Resultados Sismo Coalinga (0.5g)

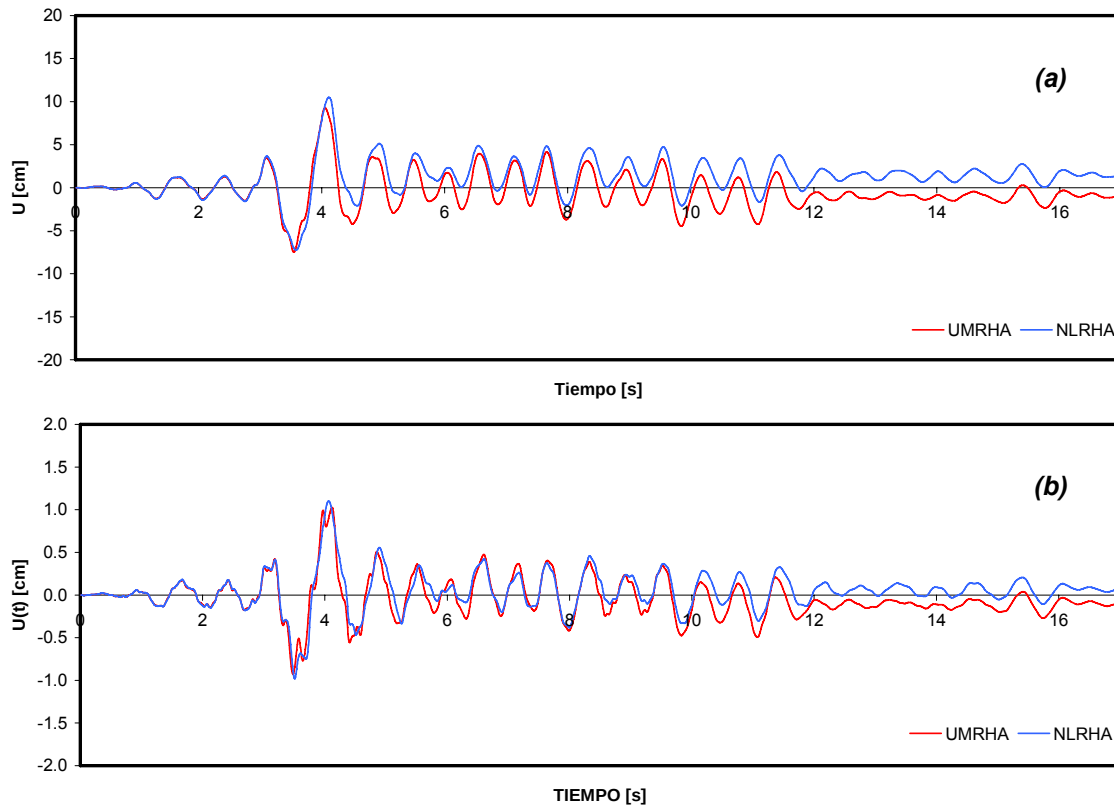


Figura A16. Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [cm]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.523	0.593	11.76
6	0.476	0.576	17.44
5	0.415	0.531	21.89
4	0.344	0.446	22.88
3	0.256	0.326	21.53
2	0.156	0.189	17.25
1	0.058	0.062	6.85

Tabla A 5. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

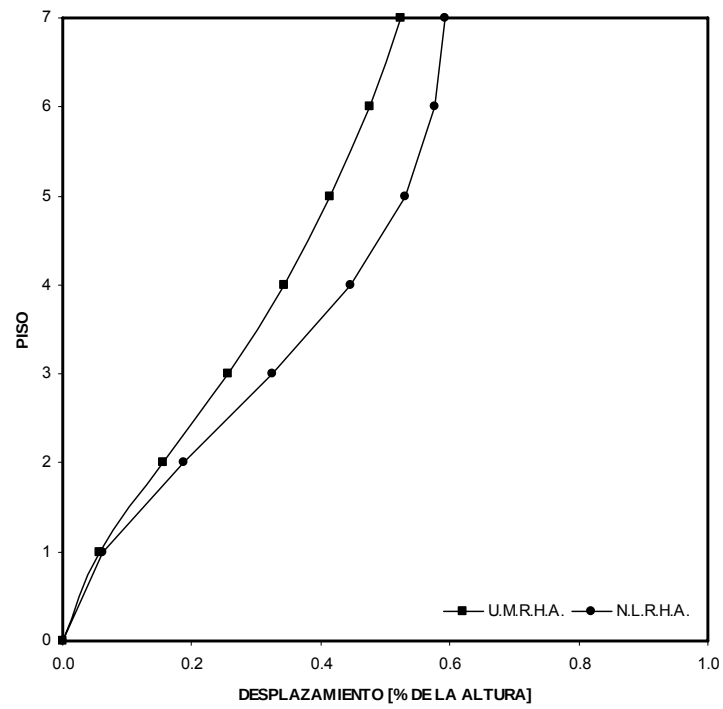


Figura A17. Perfil de desplazamientos máximos

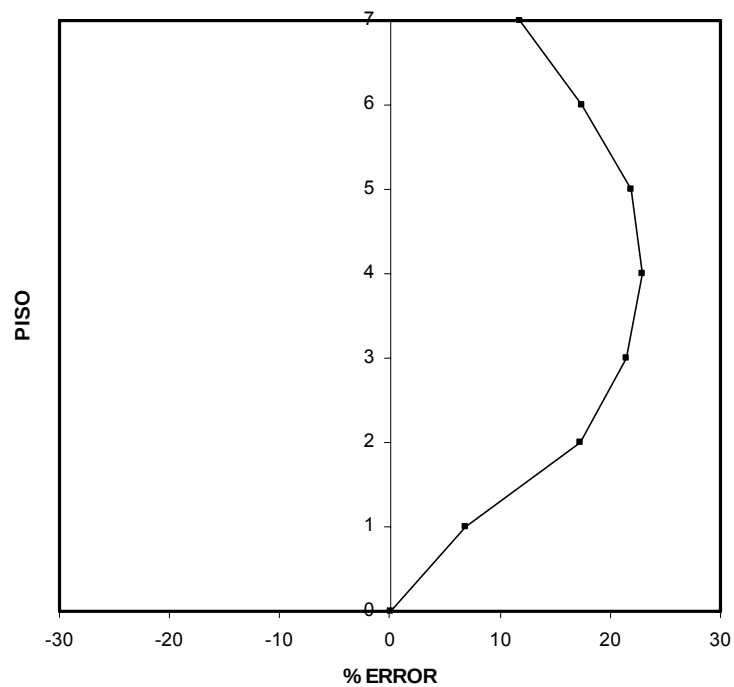


Figura A18. Porcentaje de error para cada piso

A6. Resultados Sismo Coalinga (0.6g)

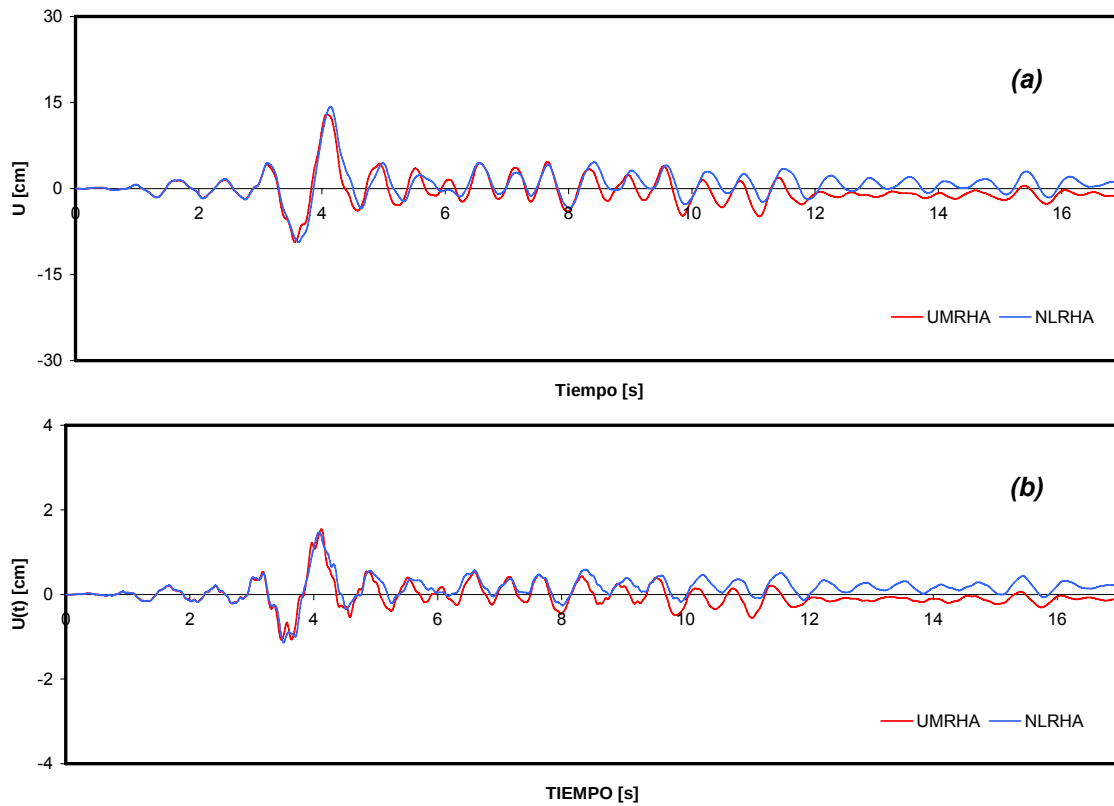


Figura A19. Historia de los desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.733	0.806	9.04
6	0.683	0.781	12.51
5	0.612	0.716	14.57
4	0.511	0.594	14.03
3	0.382	0.423	9.71
2	0.234	0.242	3.27
1	0.087	0.083	-4.85

Tabla A 6. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error

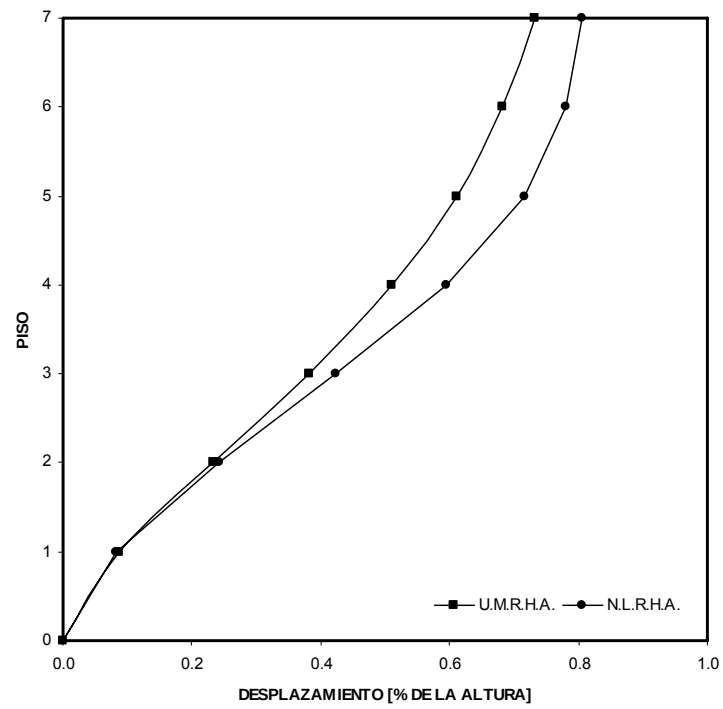


Figura A20. Perfil de desplazamientos máximos

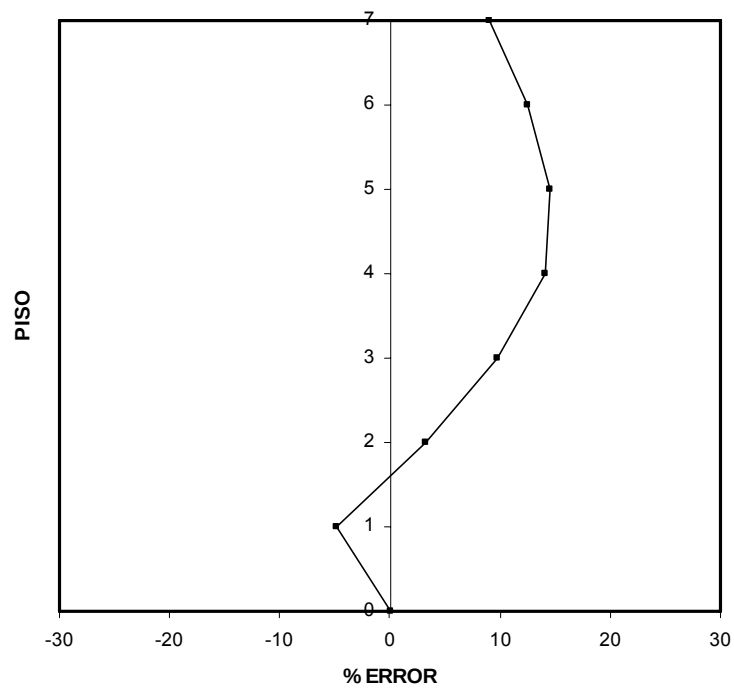
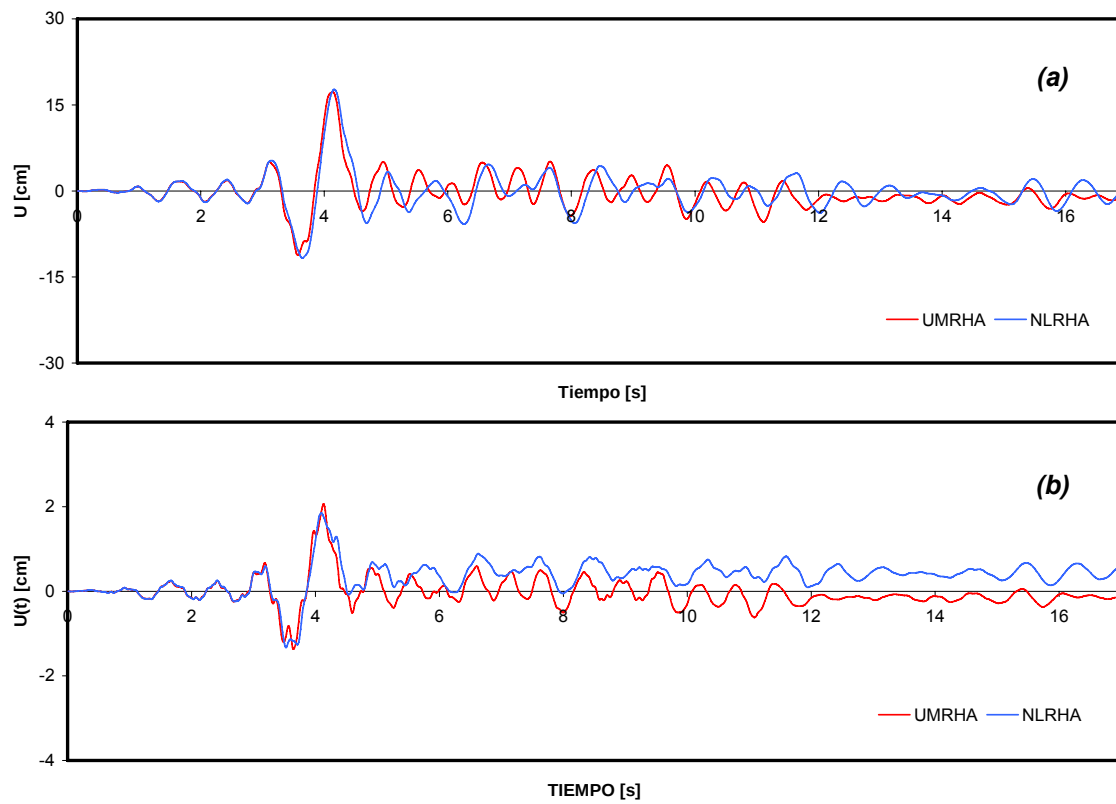


Figura A21. Porcentaje de error para cada piso

A7. Resultados Sismo Coalinga (0.7g)**Figura A22.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.975	0.999	2.45
6	0.916	0.972	5.79
5	0.820	0.897	8.50
4	0.684	0.744	8.00
3	0.489	0.529	7.54
2	0.314	0.297	-5.62
1	0.117	0.104	-11.74

Tabla A 7. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7) y porcentaje de error

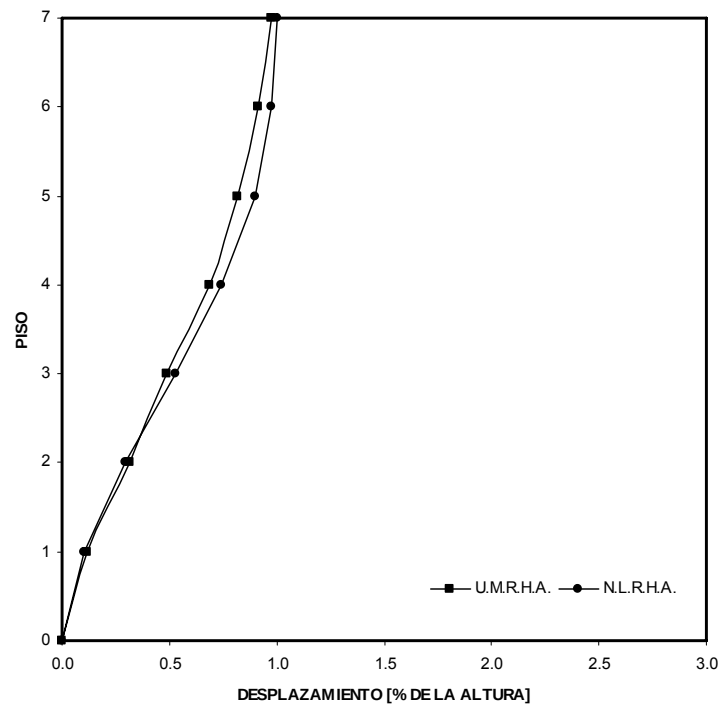


Figura A23. Perfil de desplazamientos máximos

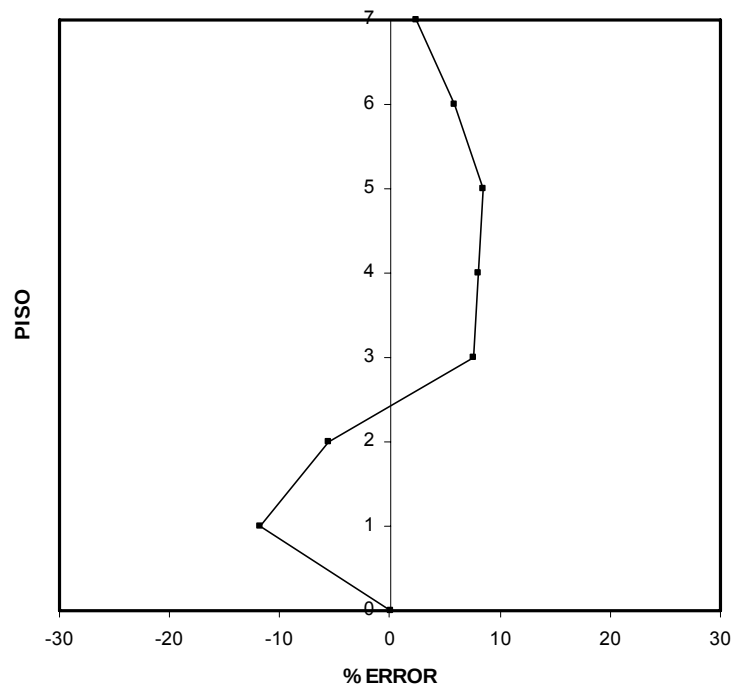
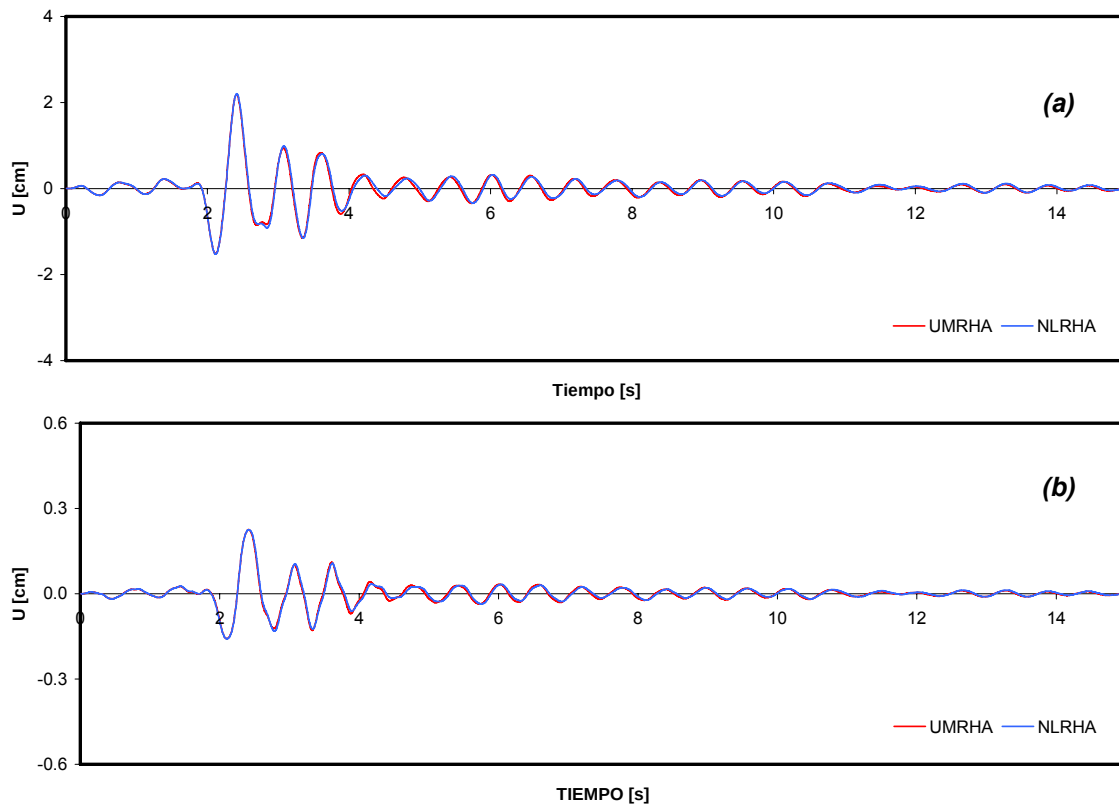


Figura A24. Porcentaje de error para cada piso

A8. Resultados Sismo Helena (0.1g)**Figura A25.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.124	0.124	0.68
6	0.114	0.115	0.63
5	0.099	0.100	0.74
4	0.080	0.081	0.87
3	0.058	0.058	0.94
2	0.035	0.035	0.68
1	0.013	0.013	-0.30

Tabla A 8. Desplazamientos de piso máximos (como % altura = 17.7 m) y porcentaje de error

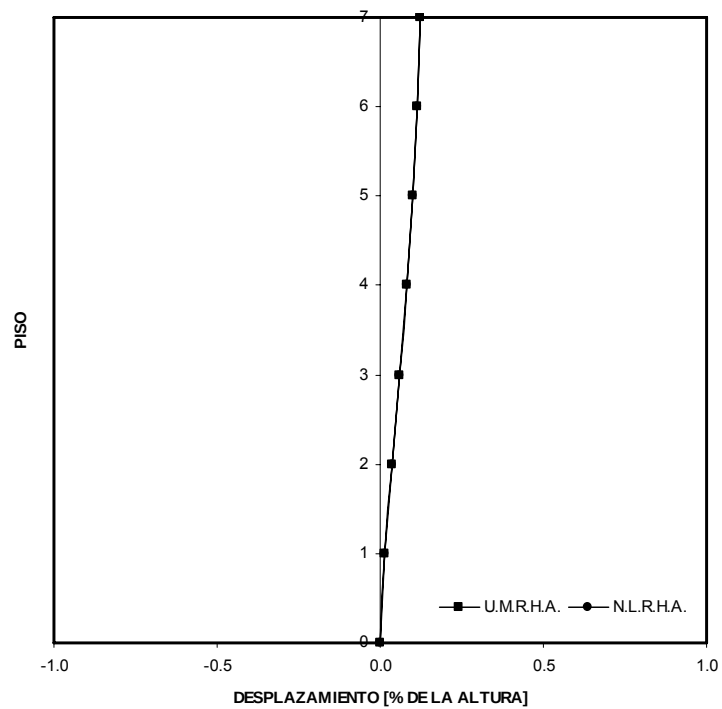


Figura A26. Perfil de desplazamientos máximos

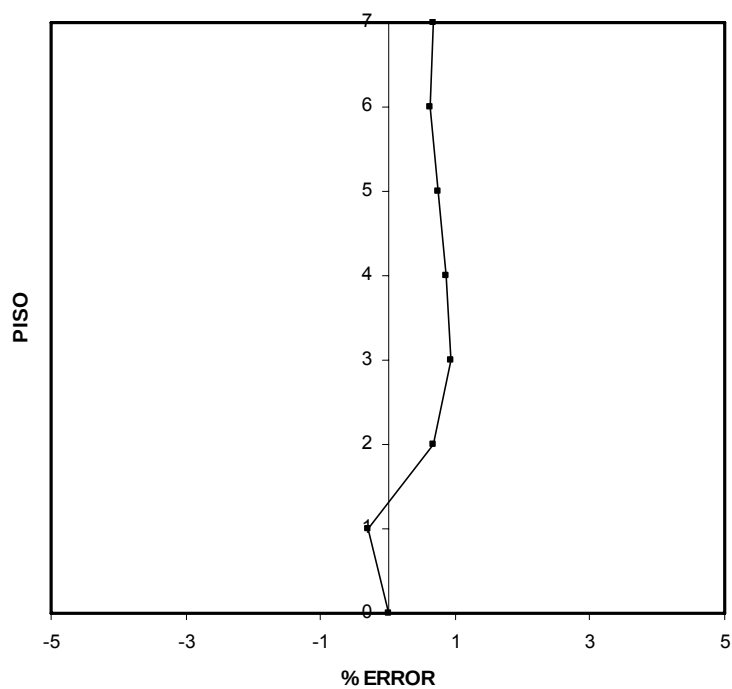
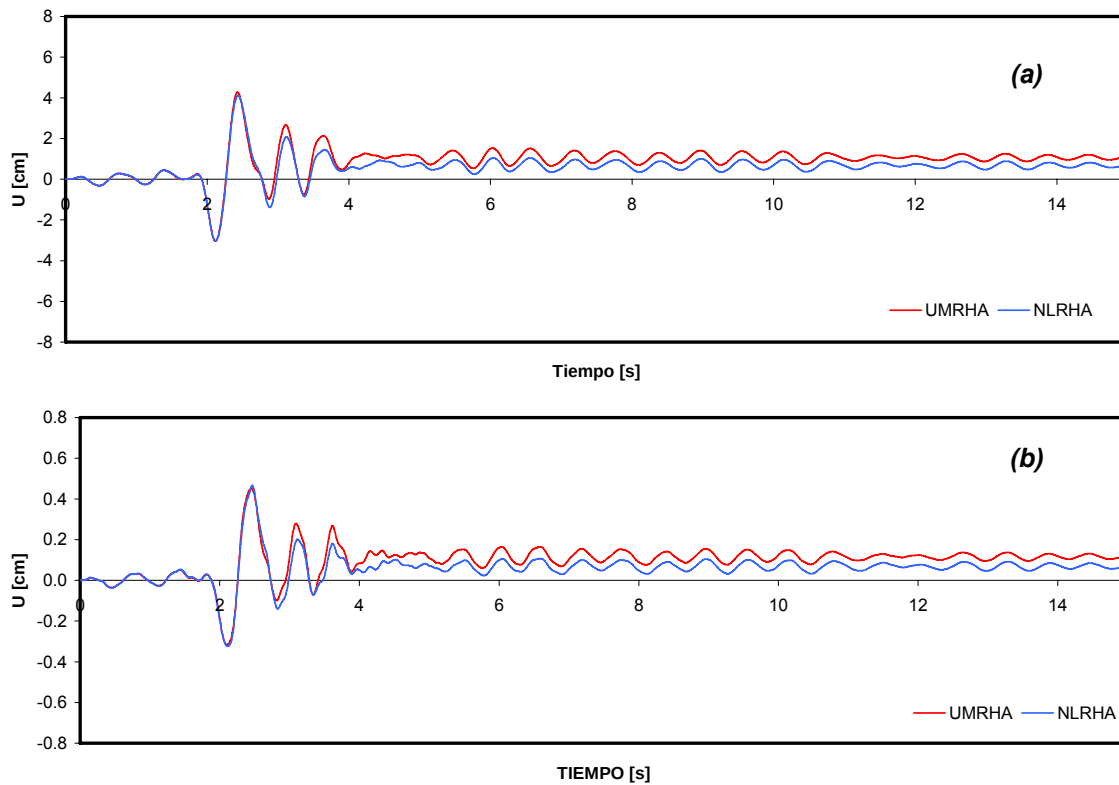


Figura A27. Porcentaje de error para cada piso

A9. Resultados Sismo Helena (0.2g)**Figura A28.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.242	0.231	-4.44
6	0.223	0.220	-1.42
5	0.195	0.201	3.31
4	0.158	0.172	8.24
3	0.115	0.129	10.75
2	0.069	0.076	9.24
1	0.025	0.026	3.21

Tabla A 9. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

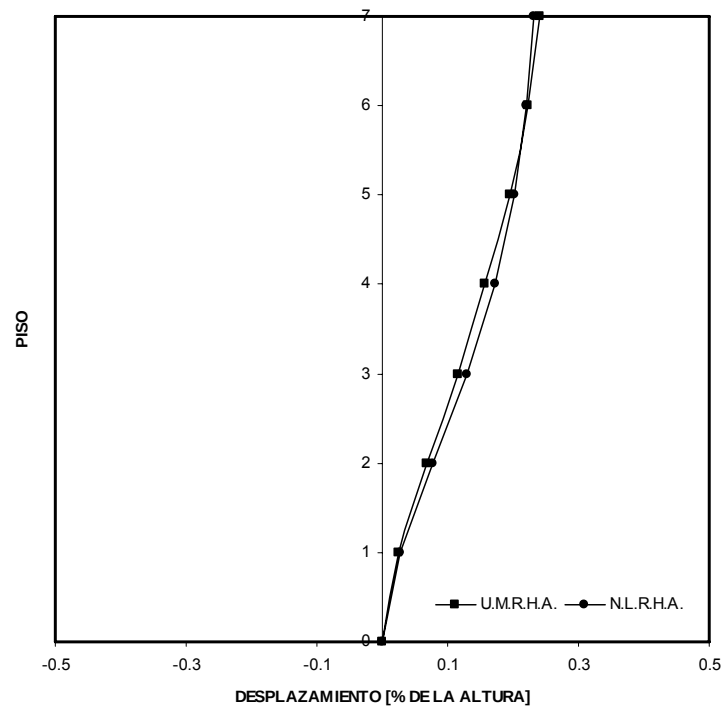


Figura A29. Perfil de desplazamientos máximos

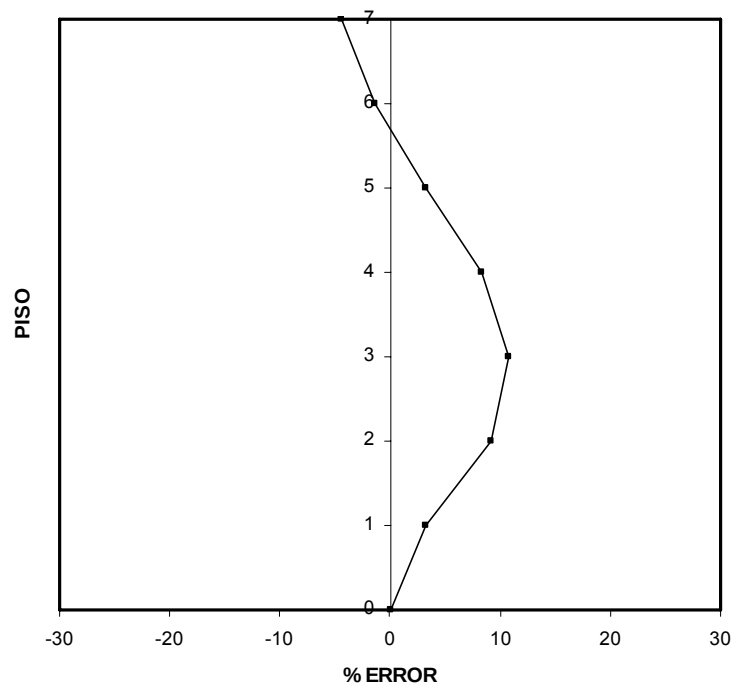
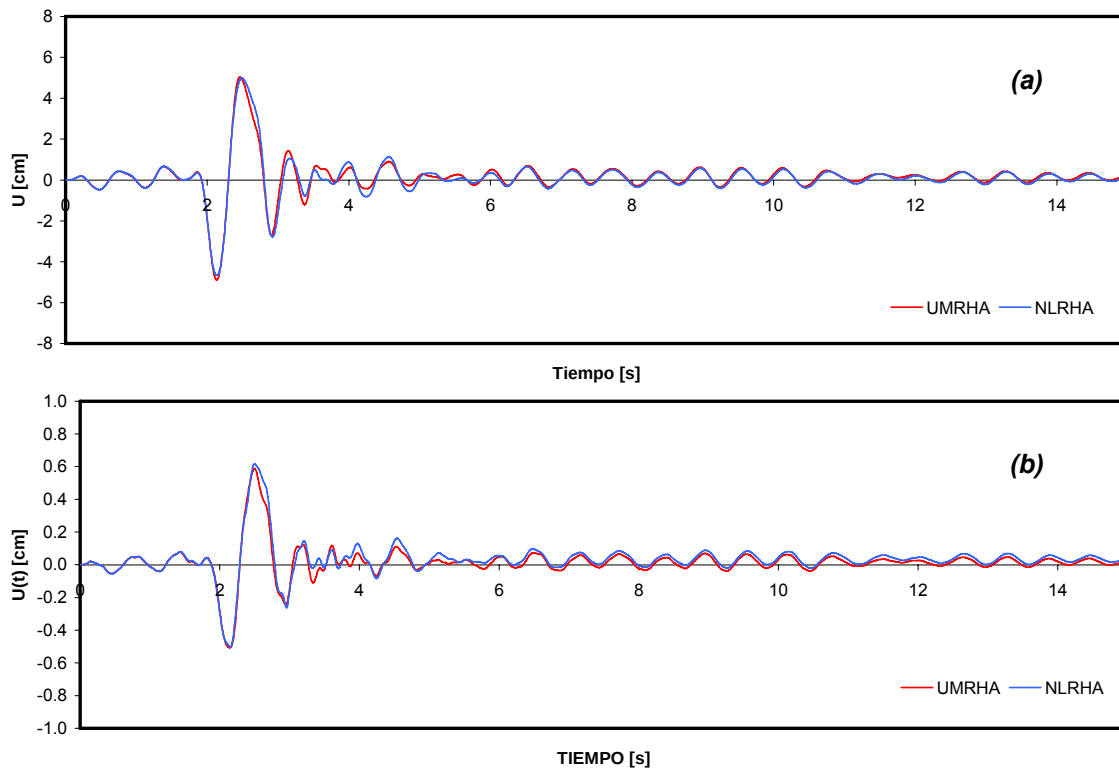


Figura A30. Porcentaje de error para cada piso

A10. Resultados Sismo Helena (0.3g)**Figura A31.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.284	0.282	-0.96
6	0.265	0.270	2.01
5	0.234	0.251	6.75
4	0.193	0.219	11.84
3	0.144	0.168	14.42
2	0.089	0.101	12.34
1	0.033	0.035	4.55

Tabla A 10. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

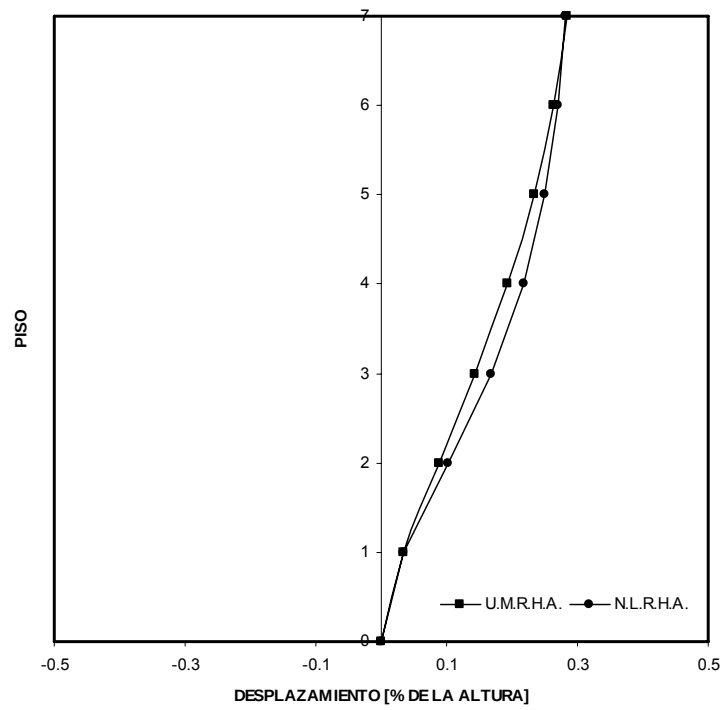


Figura A32. Perfil de desplazamientos máximos

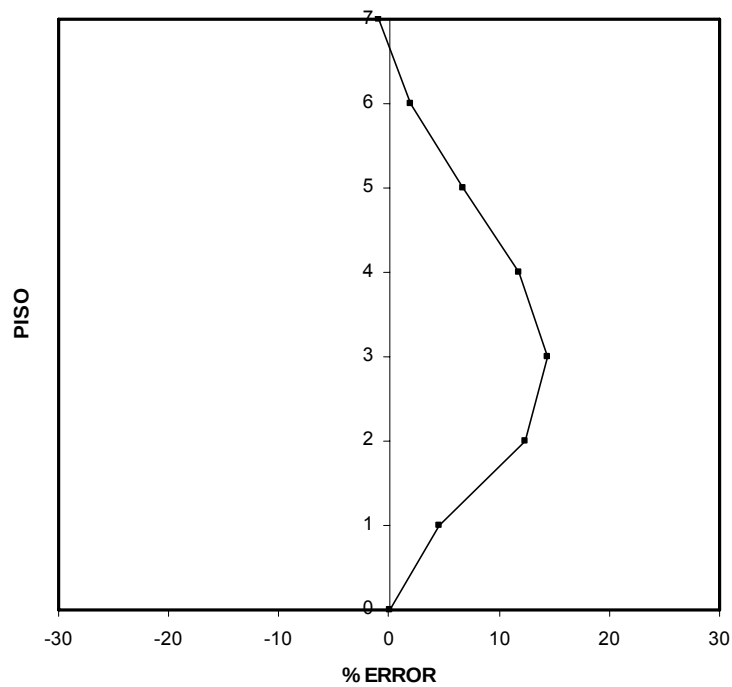
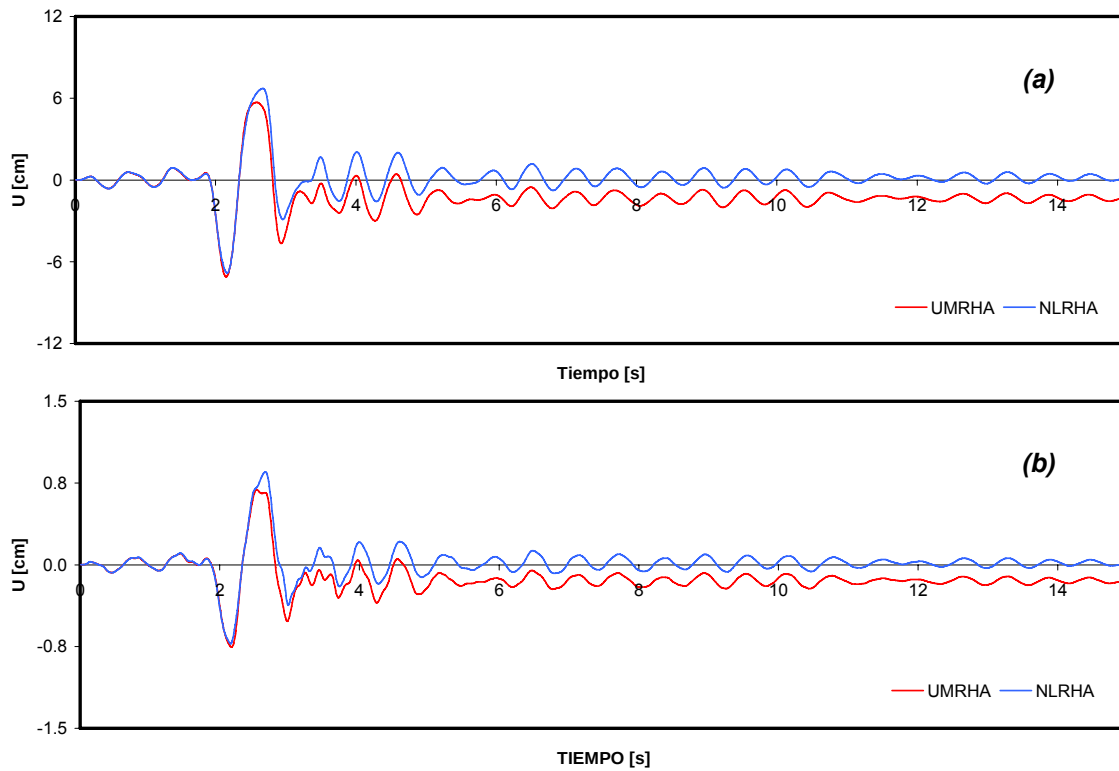


Figura A33. Porcentaje de error para cada piso

A11. Resultados Sismo Helena (0.4g)**Figura A34.** Historia de desplazamientos de cada piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.402	0.385	-4.24
6	0.371	0.370	-0.45
5	0.324	0.350	7.27
4	0.263	0.310	14.97
3	0.192	0.238	19.30
2	0.116	0.142	18.47
1	0.043	0.048	11.16

Tabla A 11. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

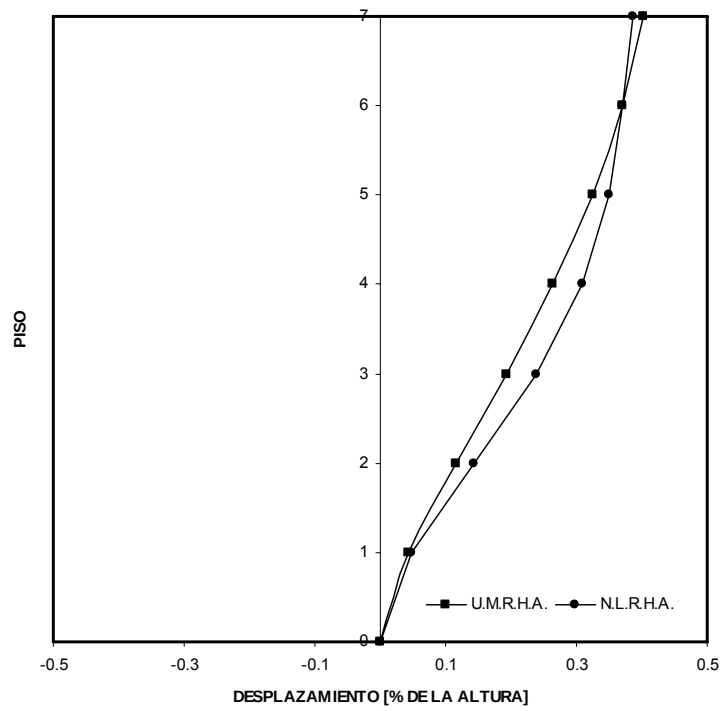


Figura A35. Perfil de desplazamientos máximos

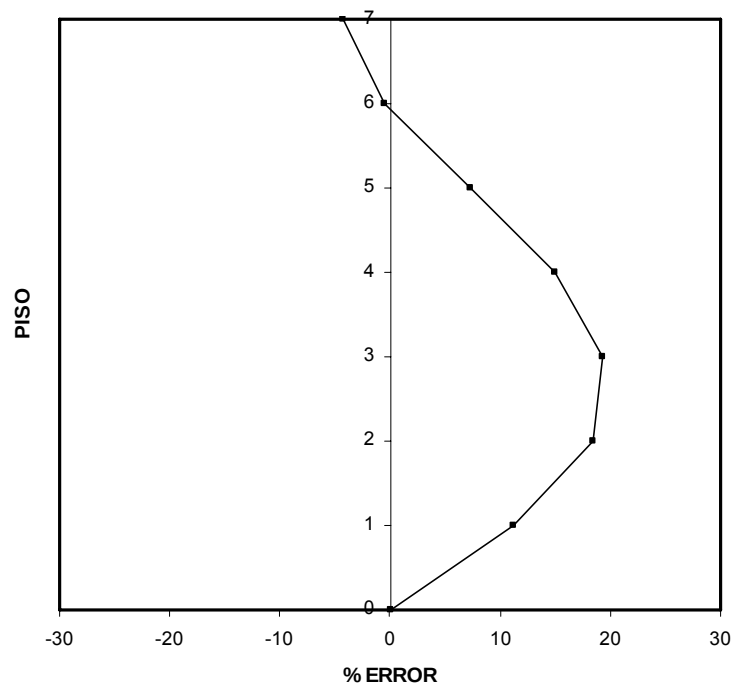
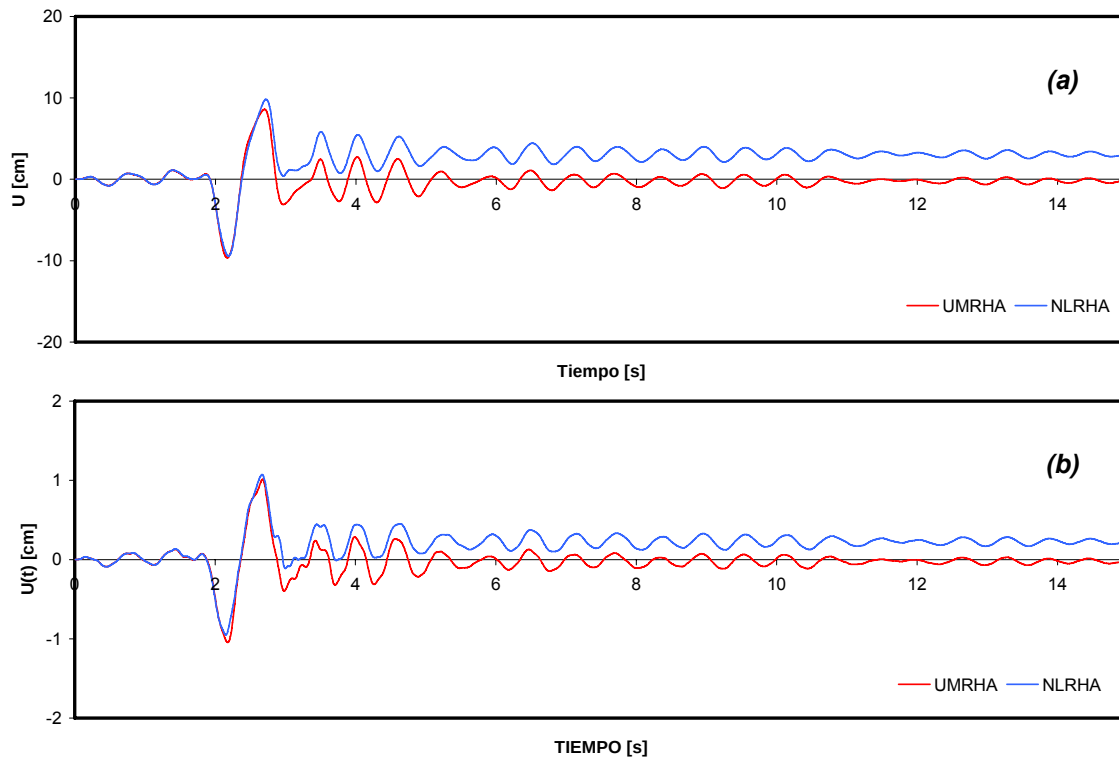


Figura A36. Porcentaje de error para cada piso

A12. Resultados Sismo Helena (0.5g)**Figura A37.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.545	0.555	1.79
6	0.505	0.540	6.48
5	0.443	0.507	12.58
4	0.361	0.436	17.23
3	0.265	0.323	18.03
2	0.160	0.186	13.71
1	0.059	0.061	2.54

Tabla A 12. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

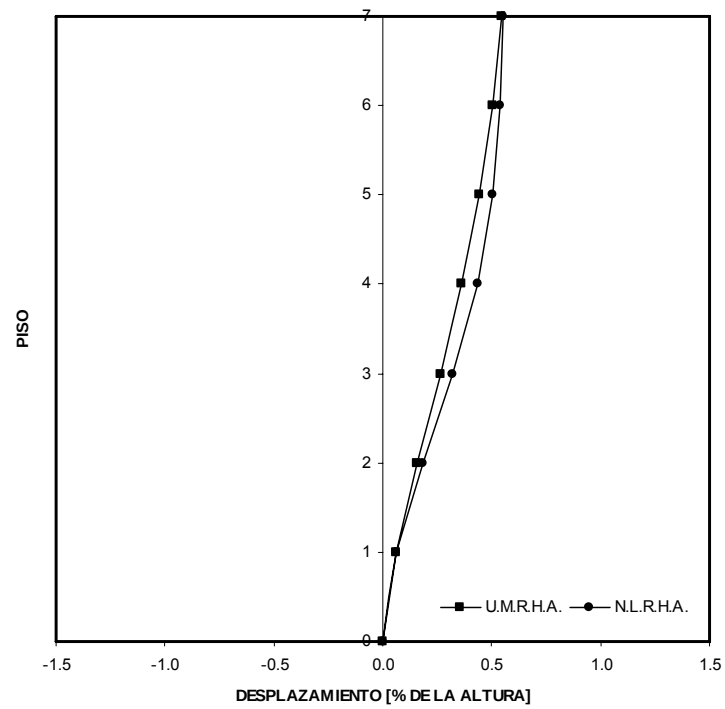


Figura A38. Perfil de desplazamientos máximos

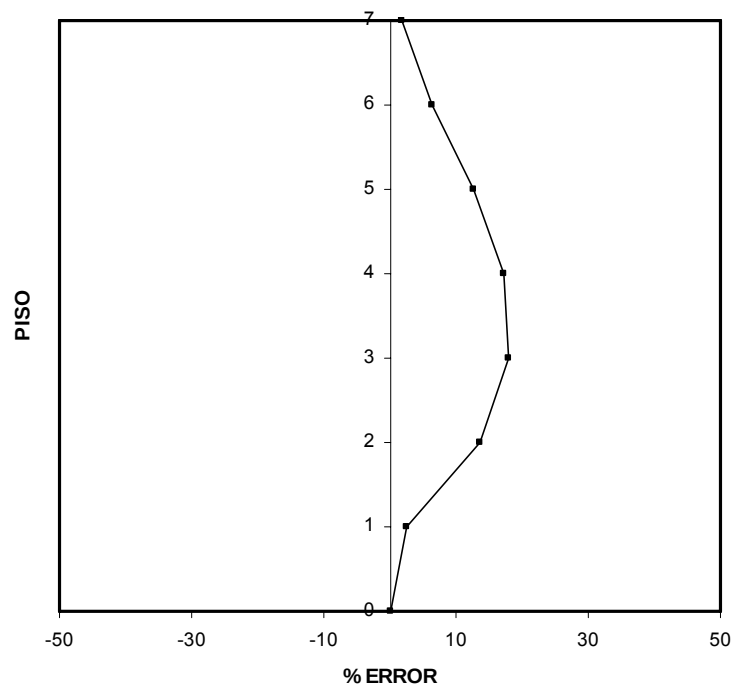
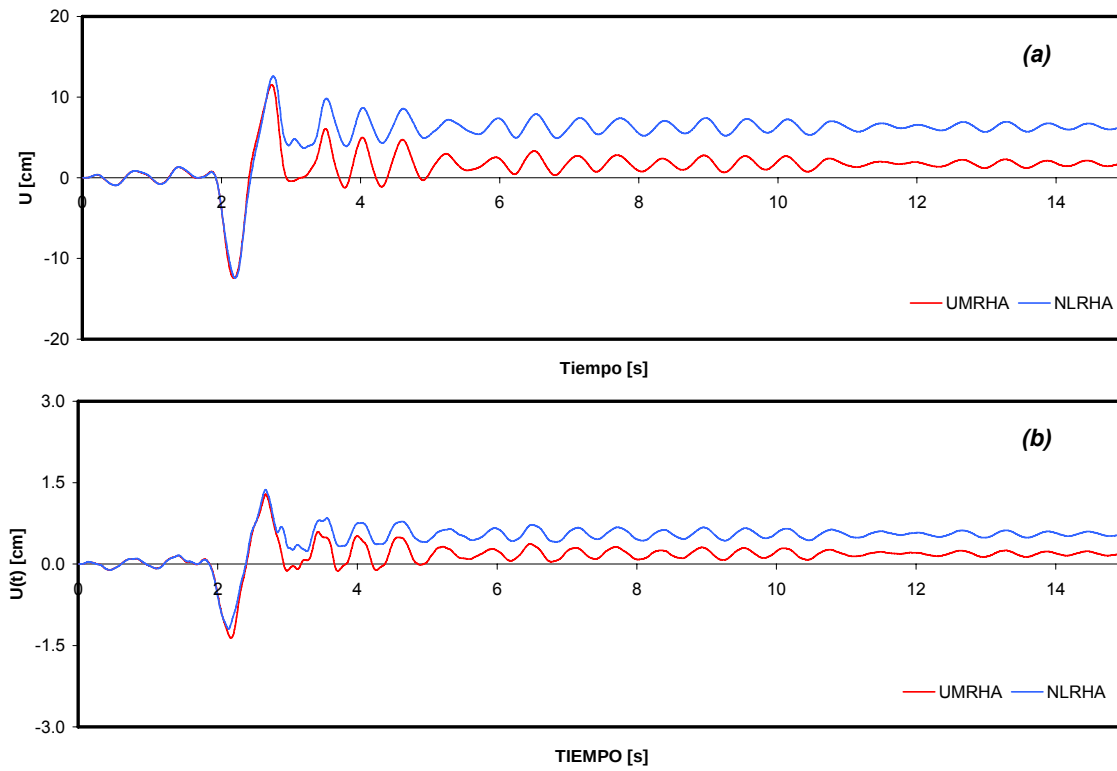


Figura A39. Porcentaje de error para cada piso

A13. Resultados Sismo Helena (0.6g)**Figura A40.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.703	0.710	0.94
6	0.653	0.694	5.93
5	0.574	0.647	11.25
4	0.470	0.548	14.29
3	0.345	0.400	13.80
2	0.209	0.229	8.84
1	0.077	0.077	0.21

Tabla A 13. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

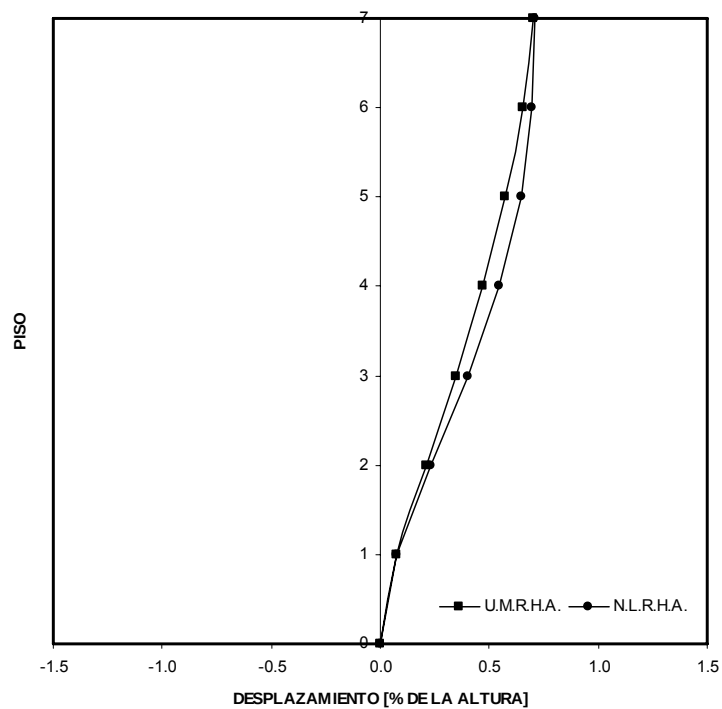


Figura A41. Perfil de desplazamientos máximos

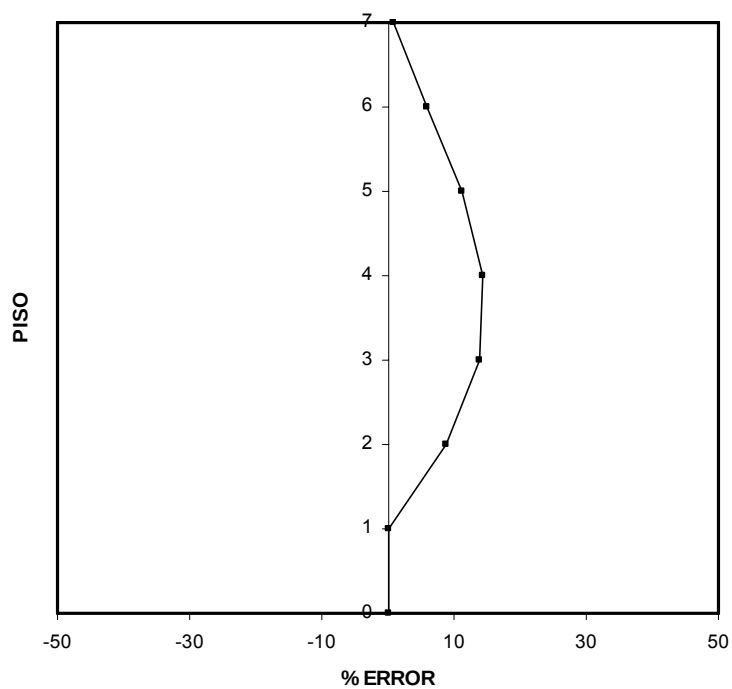
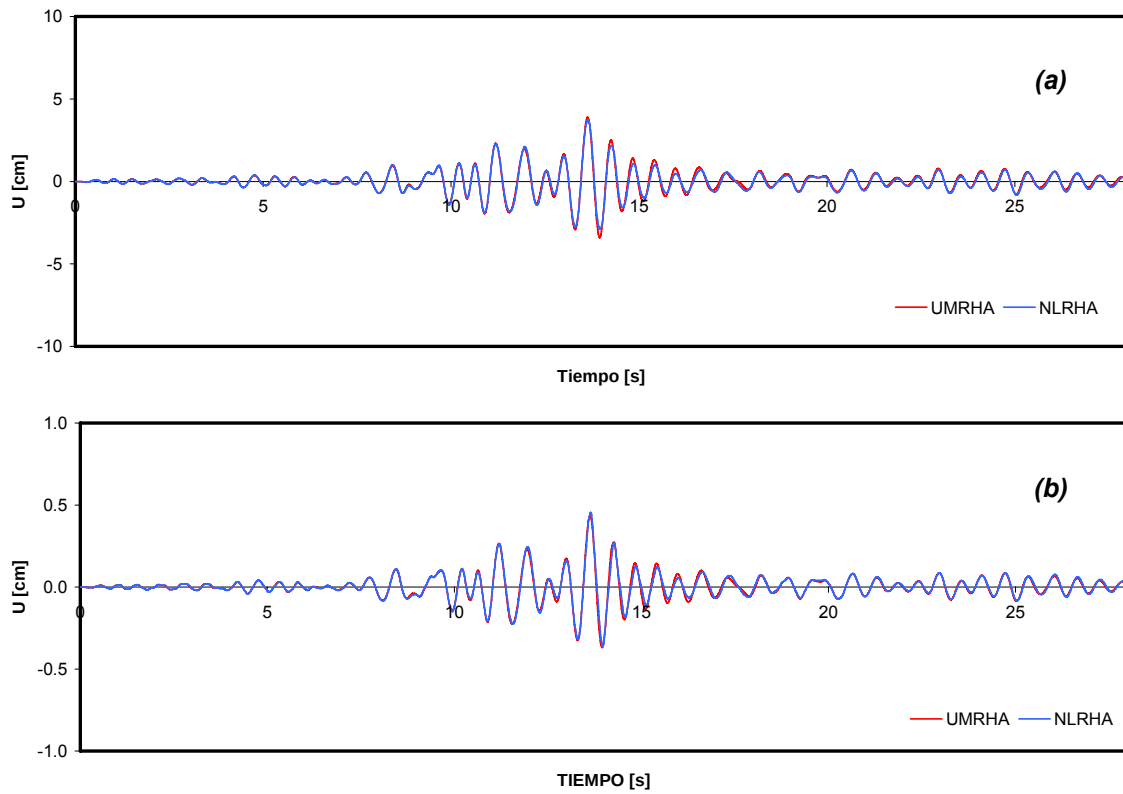


Figura A42. Porcentaje de error para cada piso

A14. Resultados Sismo Pretolia (0.1g)**Figura A43.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.220	0.210	-4.92
6	0.204	0.200	-2.26
5	0.180	0.184	1.95
4	0.148	0.159	6.92
3	0.109	0.122	10.45
2	0.066	0.073	9.87
1	0.025	0.026	4.60

Tabla A 14. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

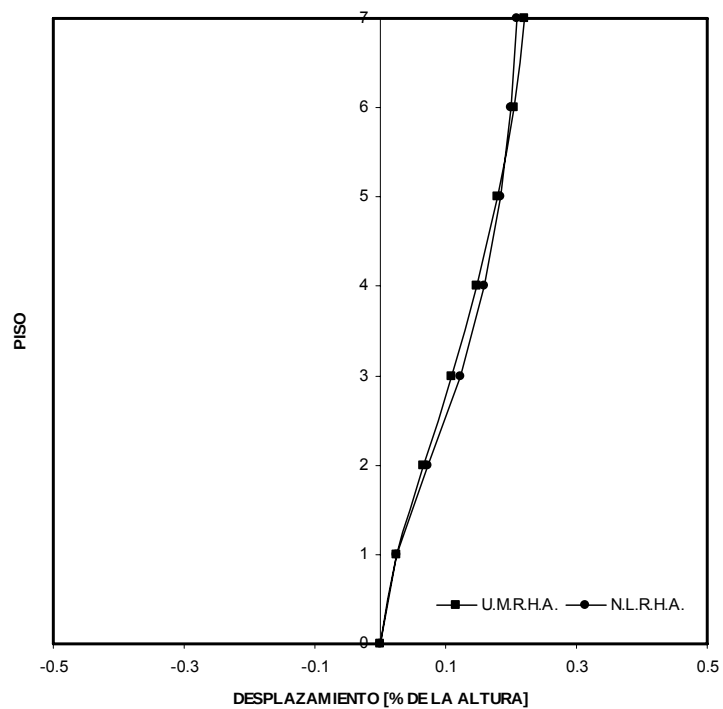


Figura A44. Perfil de desplazamientos máximos

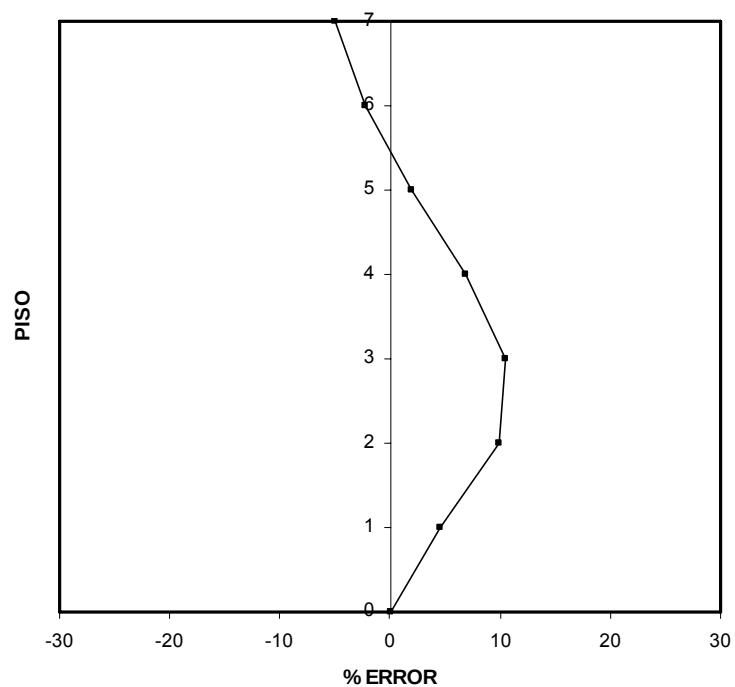
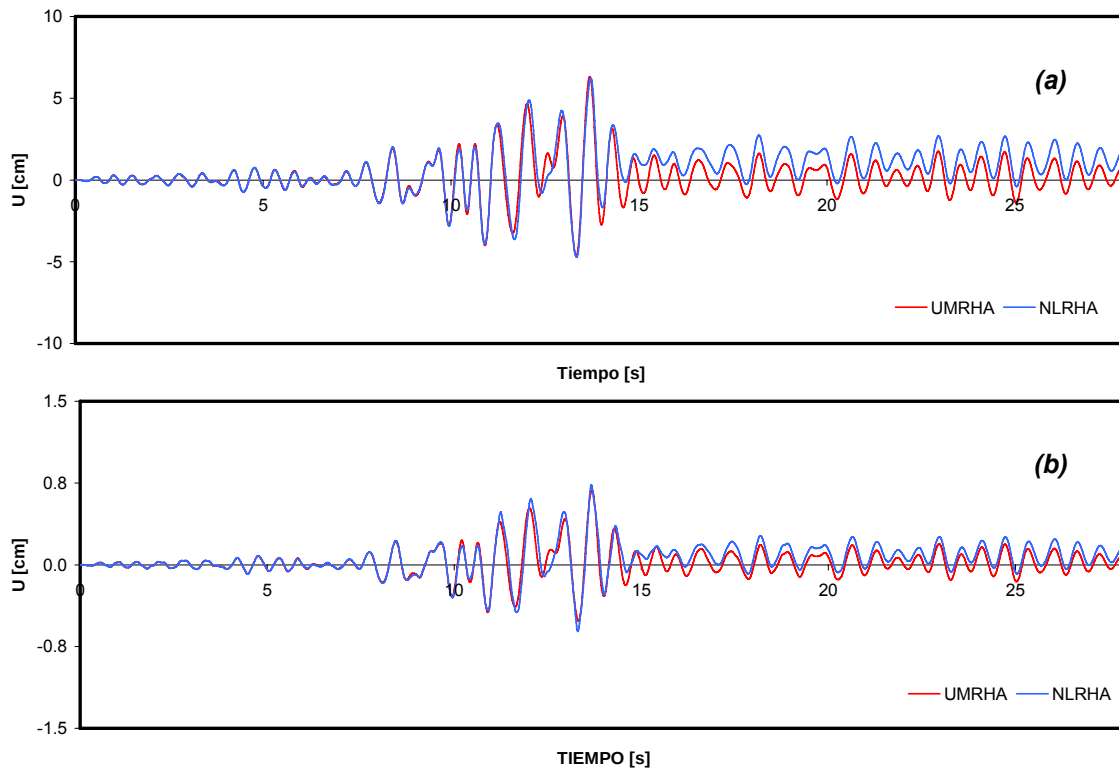


Figura A45. Porcentaje de error para cada piso

A15. Resultados Sismo Pretolia (0.2g)**Figura A46.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.357	0.351	-1.80
6	0.331	0.338	1.87
5	0.291	0.314	7.32
4	0.237	0.270	12.42
3	0.173	0.205	15.46
2	0.105	0.122	14.43
1	0.039	0.041	6.63

Tabla A 15. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

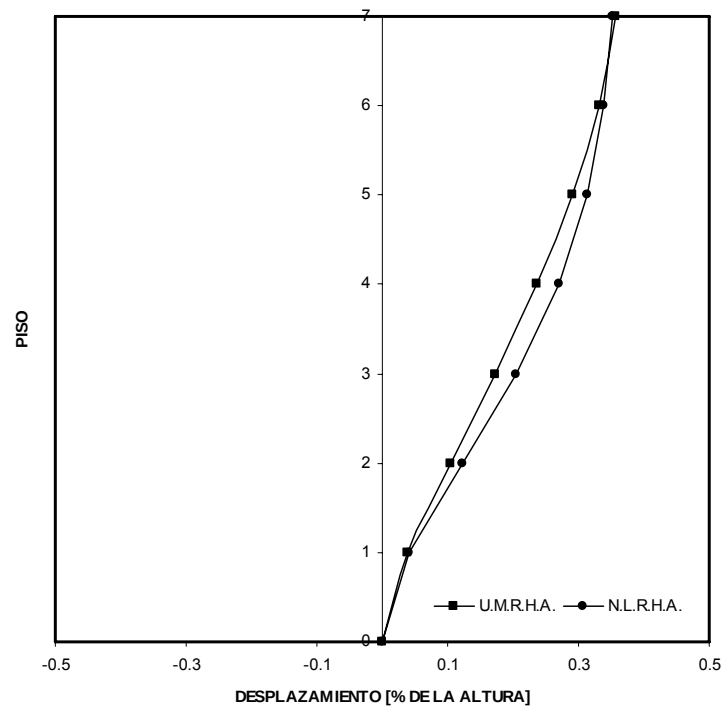


Figura A47. Perfil de desplazamientos máximos

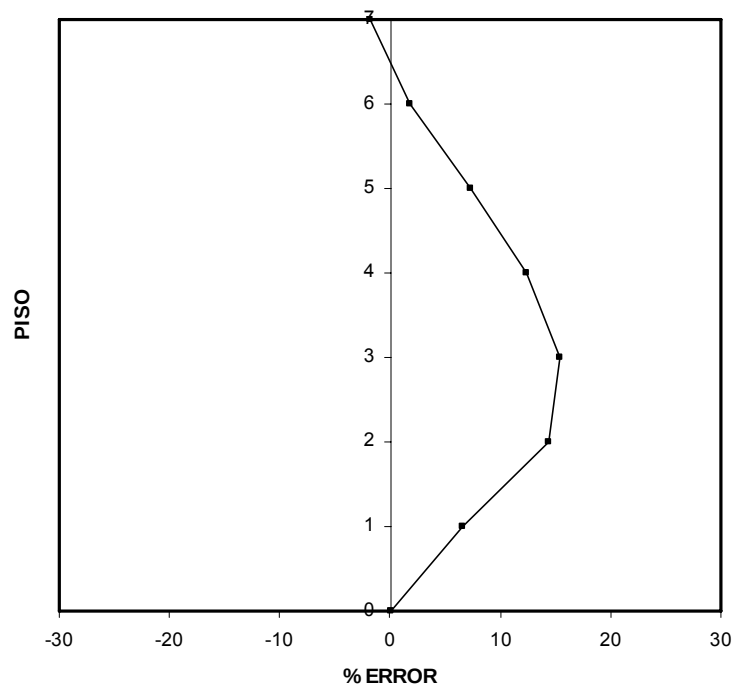
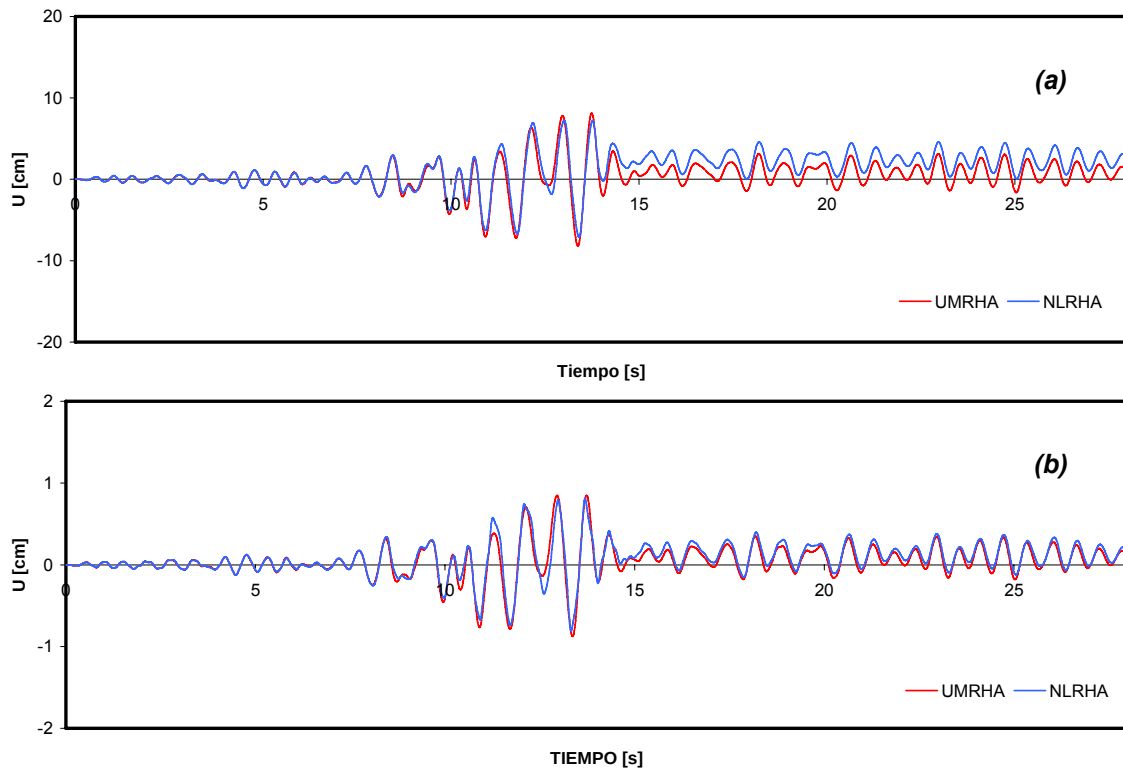


Figura A48. Porcentaje de error para cada piso

A16. Resultados Sismo Pretolia (0.3g)**Figura A49.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.463	0.408	-13.55
6	0.429	0.393	-9.10
5	0.376	0.365	-2.99
4	0.306	0.313	2.28
3	0.223	0.234	4.61
2	0.134	0.136	1.14
1	0.049	0.046	-7.73

Tabla A 16. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

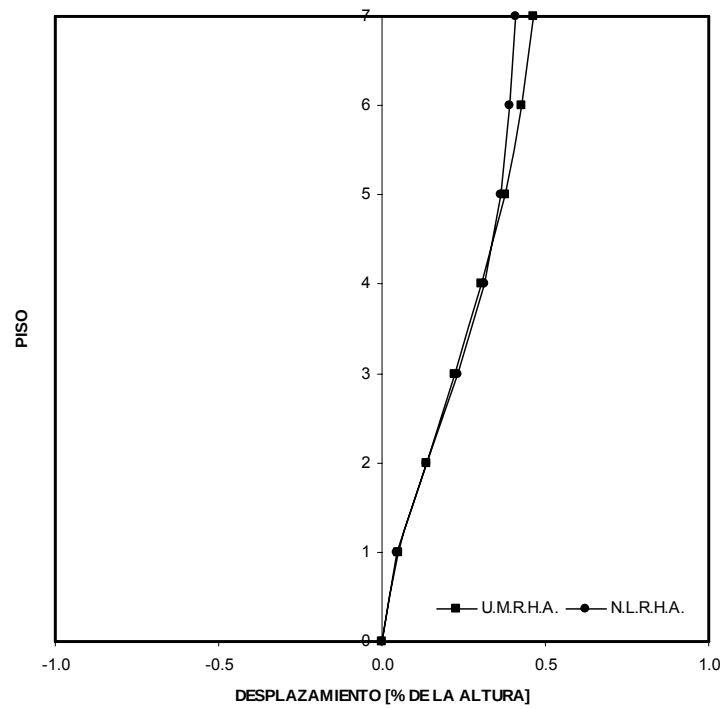


Figura A50. Perfil de desplazamientos máximos

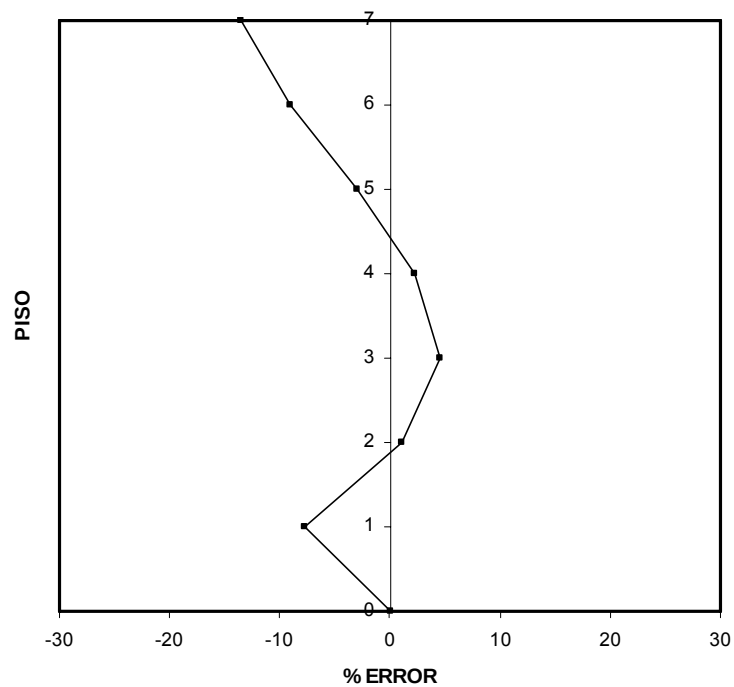
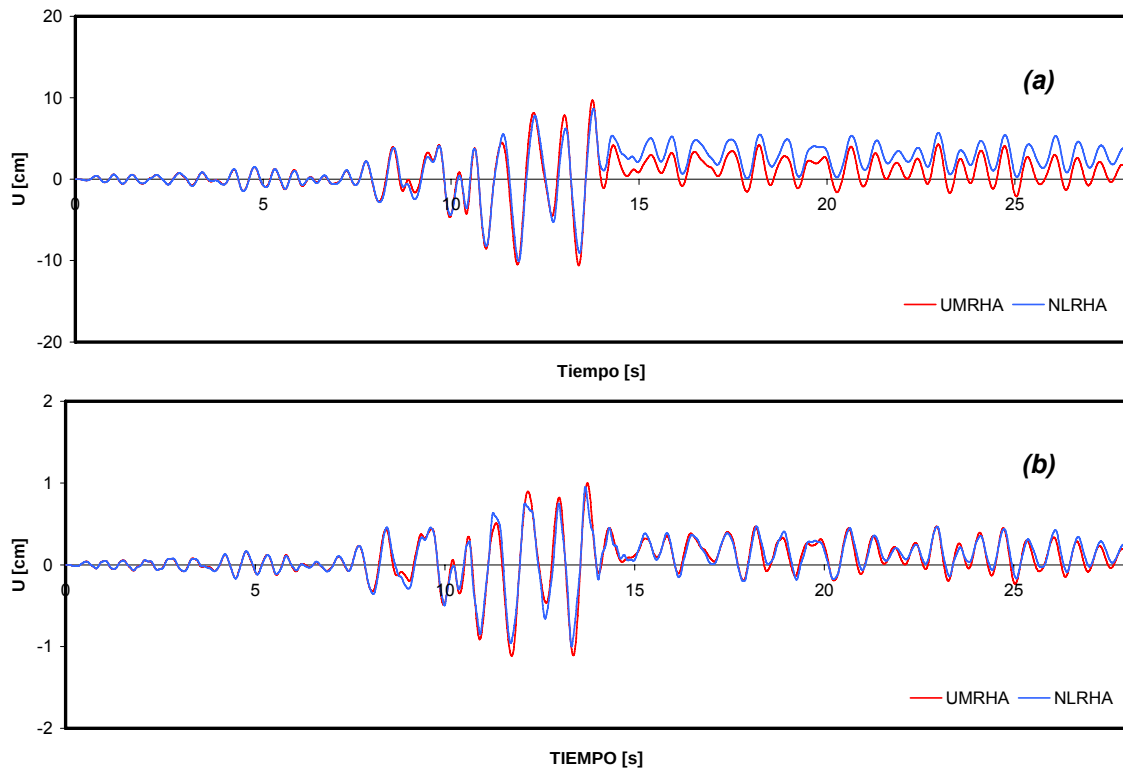


Figura A51. Porcentaje de error para cada piso

A17. Resultados Sismo Pretolia (0.4g)**Figura A52.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.598	0.570	-4.98
6	0.554	0.549	-0.91
5	0.484	0.501	3.50
4	0.392	0.415	5.48
3	0.285	0.298	4.24
2	0.171	0.169	-1.65
1	0.063	0.056	-11.60

Tabla A 17. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

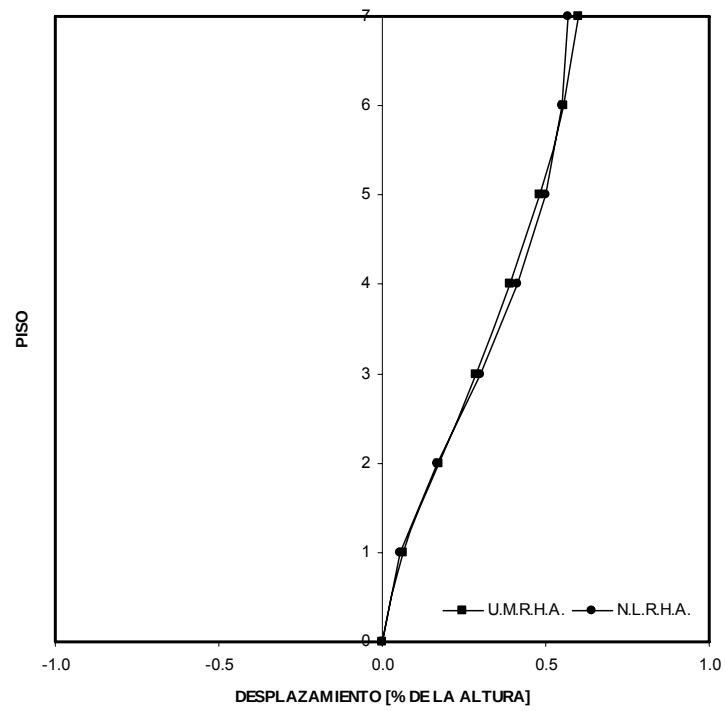


Figura A53. Perfil de desplazamientos máximos

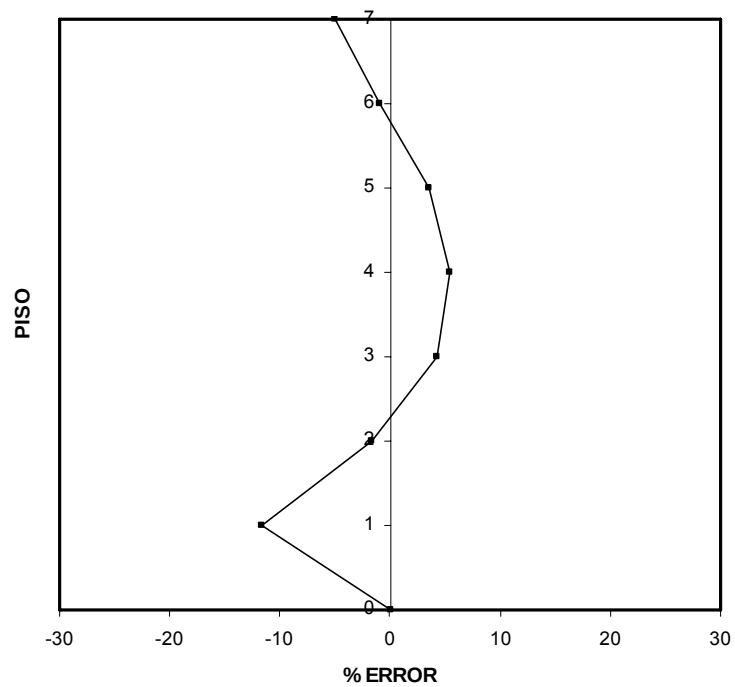
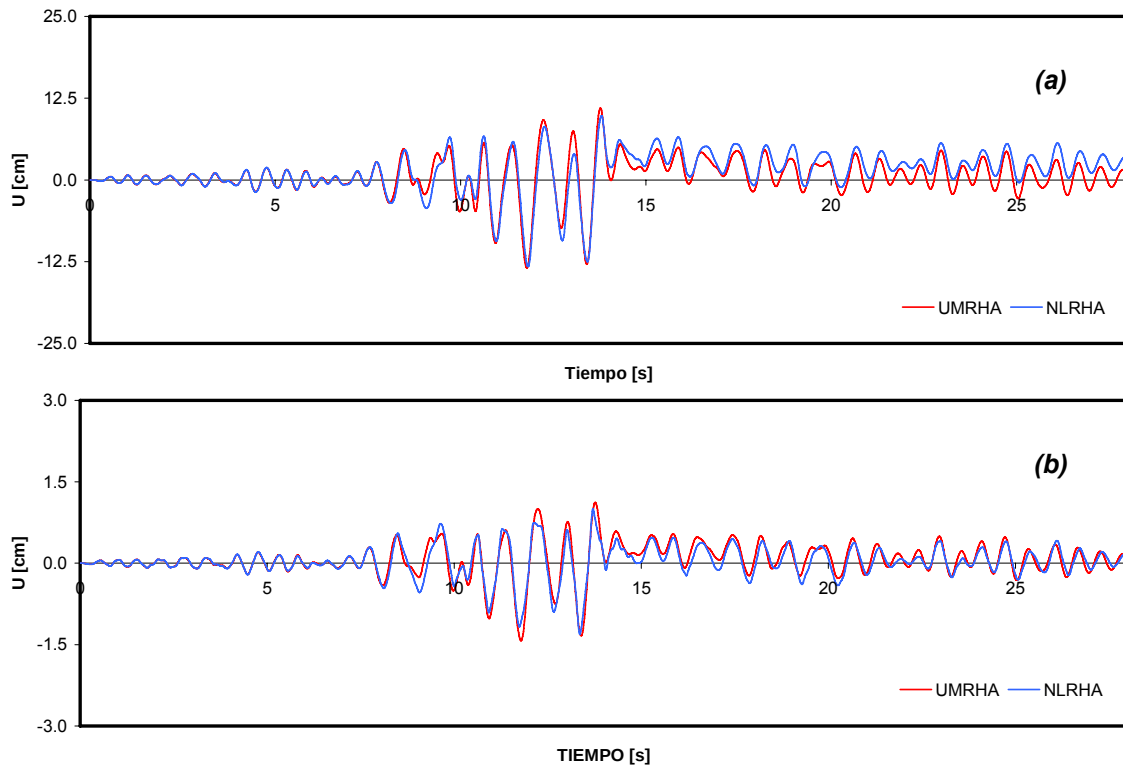


Figura A54. Porcentaje de error para cada piso

A18. Resultados Sismo Pretolia (0.5g)**Figura A55.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	0.761	0.749	-1.61
6	0.705	0.718	1.79
5	0.618	0.646	4.47
4	0.502	0.527	4.76
3	0.366	0.384	4.85
2	0.220	0.221	0.48
1	0.081	0.074	-9.11

Tabla A 18. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

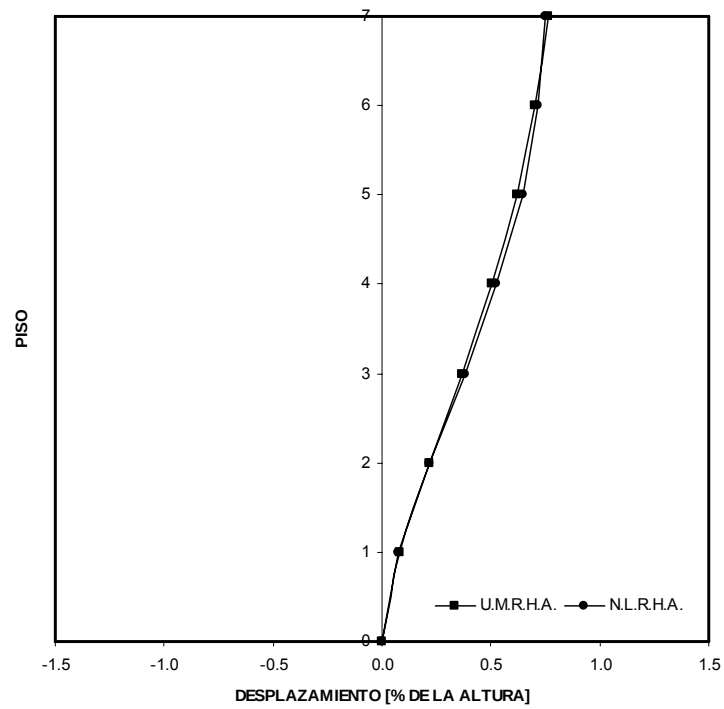


Figura A56. Perfil de desplazamientos máximos

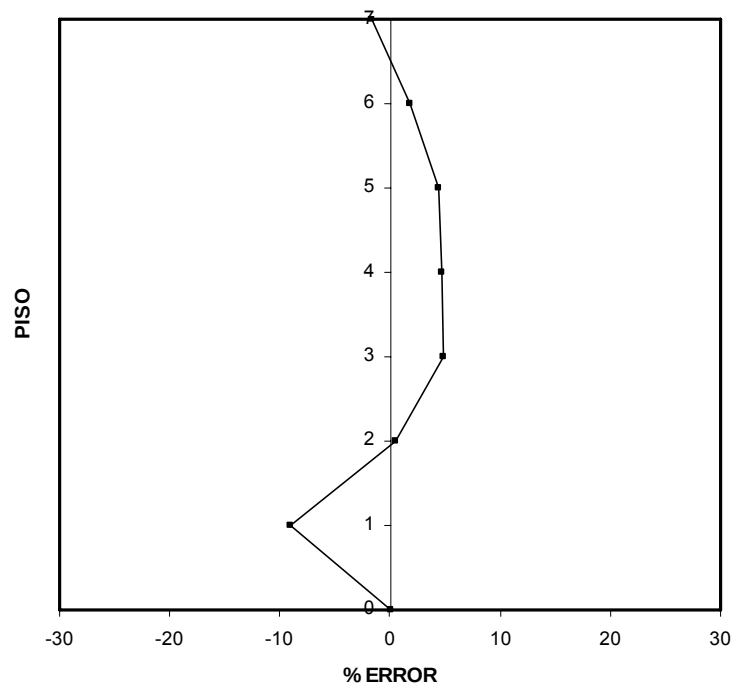
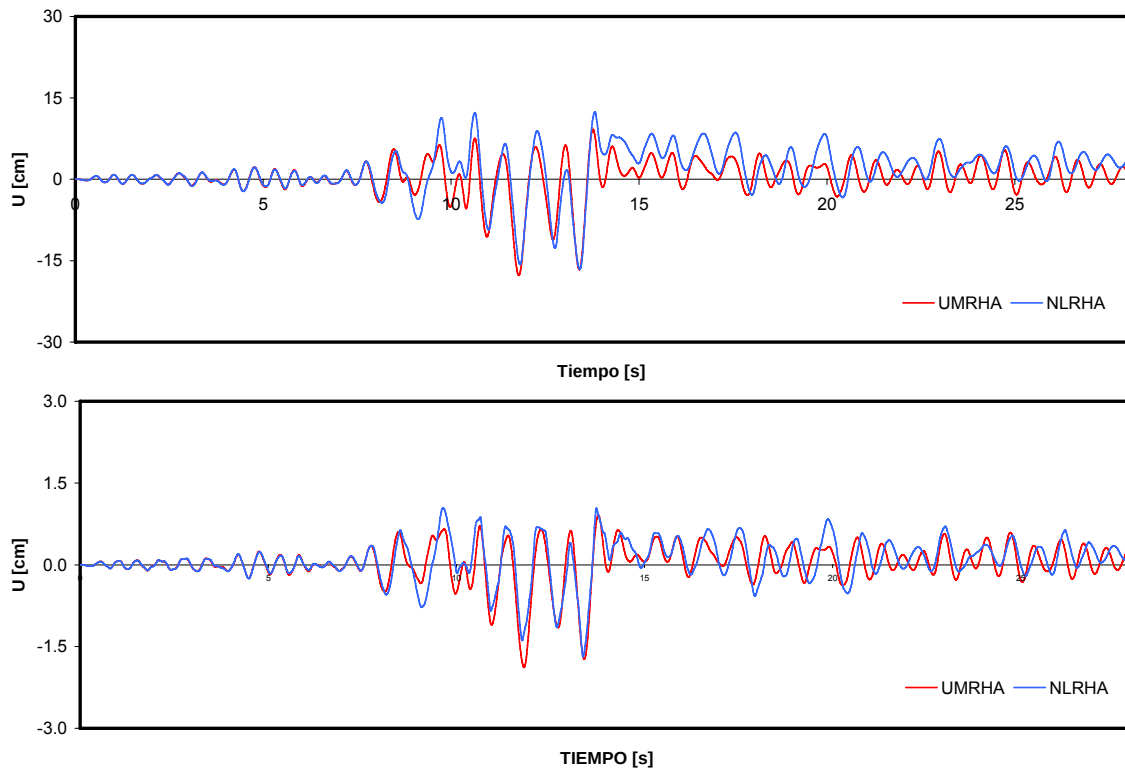


Figura A57. Porcentaje de error para cada piso

A19. Resultados Sismo Pretolia (0.6g)**Figura A58.** Historia de desplazamientos de piso (a) piso 7 (b) piso 1

PISO No	Umax [% ALTURA]		% error
	U.M.R.H.A.	N.L.R.H.A.	
7	1.001	0.935	-7.10
6	0.928	0.897	-3.39
5	0.813	0.813	0.09
4	0.661	0.674	2.04
3	0.482	0.487	1.18
2	0.289	0.279	-3.85
1	0.106	0.095	-11.31

Tabla A 19. Desplazamientos de piso máximos (como porcentaje de altura = 17.7 m) y porcentajes de error

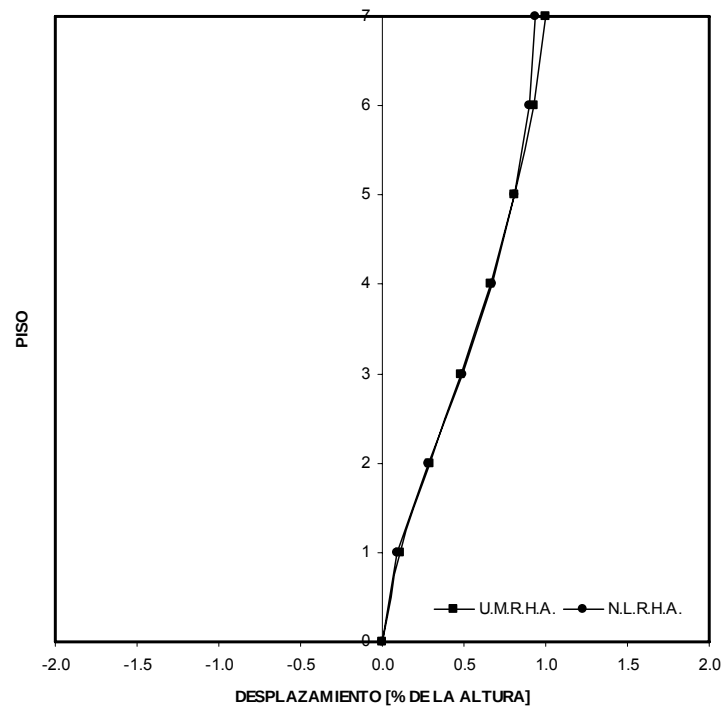


Figura 59. Perfil de desplazamientos máximos

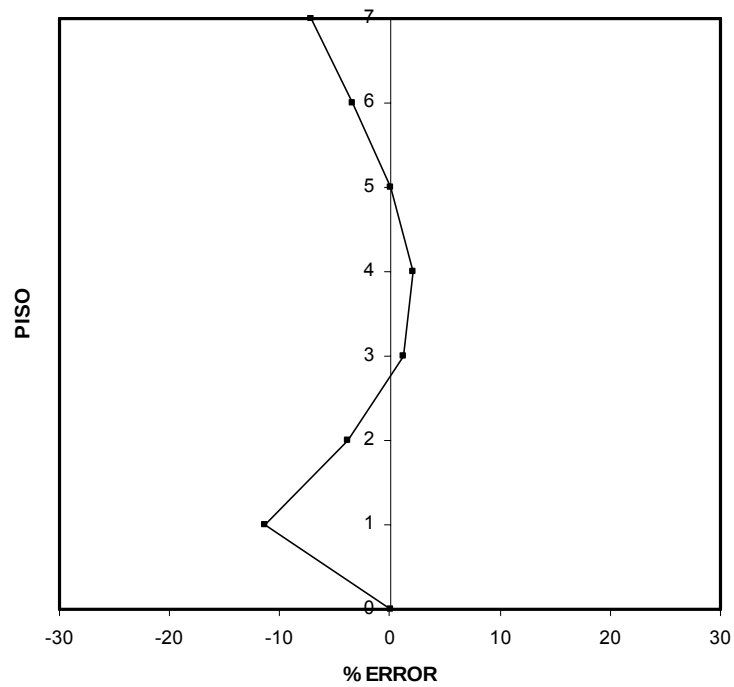


Figura A60. Porcentaje de error para cada piso

ANEXO B: ANÁLISIS PUSHOVER MODAL (MPA)

En esta sección se presenta el proceso paso a paso seguido para determinar los valores máximos de desplazamientos de piso y derivas de entrepiso mediante la técnica pushover modal (MPA) cuando la misma estructura del Anexo A se somete al sismo Coalinga escalado a 0.1g. Posteriormente se presentan los resultados para el mismo sismo escalado a 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g y 0.7g.

B1. Resultados Sismo Coalinga (0.1g): Procedimiento paso a paso

Los pasos 1 a 4 son los mismos para UMRHA, presentados en el Anexo A.

5. Determinar la deformación pico, D_n , del sistema de un grado de libertad (SDF), con masa unitaria y relación fuerza –deformación construida en el numeral 4 del anexo anterior, correspondiente al i-ésimo modo de vibración, resolviendo la ecuación 3.2.2 o del espectro de respuesta inelástico (o espectro de diseño). En este estudio, el valor pico se calculó resolviendo la ecuación, con ayuda del software NONLIN⁹⁷.
6. Determinar los valores pico de desplazamiento del último piso, u_{mo} , con la ecuación $u_{mo} = \Gamma_n \phi_m D_{no}$, para cada modo de vibración.
7. Cuando se alcance la deformación u_{mo} , para cada modo de vibración, extraer de la base de datos pushover los valores de las derivas de entrepiso.
8. Calcular la respuesta total combinando las respuestas modales pico utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

En la tabla B1 y figura B1 se presentan los valores máximos de desplazamientos de piso normalizados por la altura de la edificación, calculados mediante la

⁹⁷ Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems; Finley A. Charney.

metodología MPA, y los porcentajes de error relativos a los valores “reales” calculados mediante NLRHA. Los valores máximos de derivas de entrepiso normalizados por la altura de cada piso se muestran en la tabla B2 y la figura B2. De igual forma el porcentaje de error en altura se presenta en la figura B2.

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.075	0.007	0.001	0.075	0.076	0.076	0.080	6.173	5.712	5.704
6	0.070	0.004	0.000	0.070	0.070	0.070	0.073	4.726	4.576	4.576
5	0.062	0.001	0.001	0.062	0.062	0.062	0.064	3.373	3.362	3.351
4	0.050	0.005	0.001	0.050	0.051	0.051	0.052	4.042	3.535	3.526
3	0.037	0.007	0.000	0.037	0.038	0.038	0.039	6.580	4.862	4.858
2	0.022	0.006	0.001	0.022	0.023	0.023	0.025	11.373	8.200	8.118
1	0.008	0.003	0.001	0.008	0.009	0.009	0.010	16.443	12.158	11.927

Tabla B 1. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.038	0.025	0.007	0.038	0.045	0.046	0.055	31.373	17.902	16.782
6	0.059	0.034	0.006	0.059	0.068	0.068	0.079	26.032	14.793	14.488
5	0.078	0.030	0.002	0.078	0.083	0.083	0.091	13.968	8.026	8.006
4	0.093	0.013	0.007	0.093	0.094	0.094	0.099	5.745	4.766	4.502
3	0.101	0.007	0.005	0.101	0.101	0.101	0.103	2.482	2.217	2.118
2	0.098	0.023	0.002	0.098	0.101	0.101	0.107	8.116	5.545	5.517
1	0.061	0.020	0.005	0.061	0.064	0.064	0.073	16.443	12.158	11.927

Tabla B 2. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

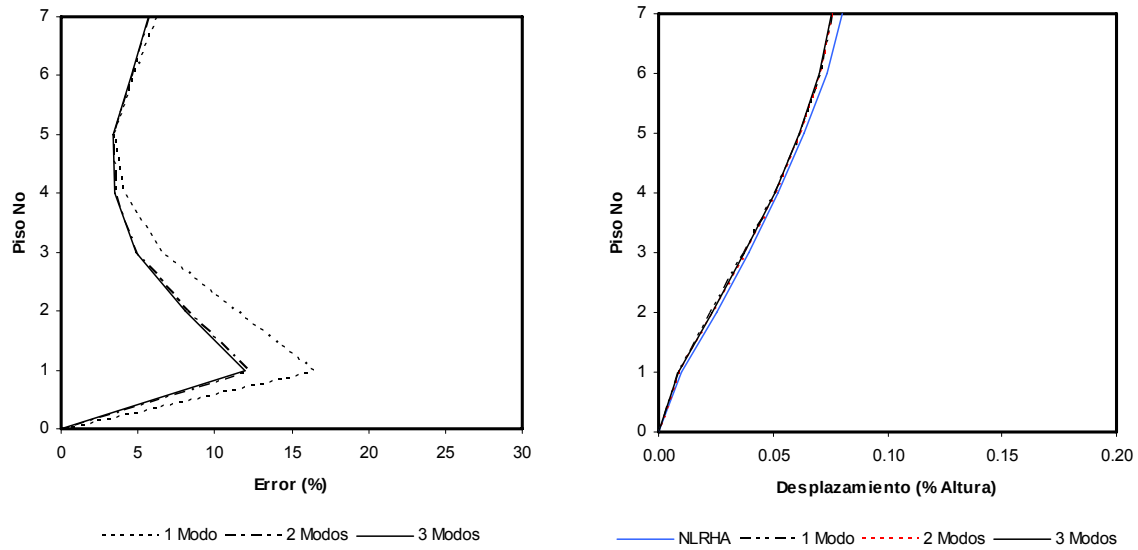


Figura B 1. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

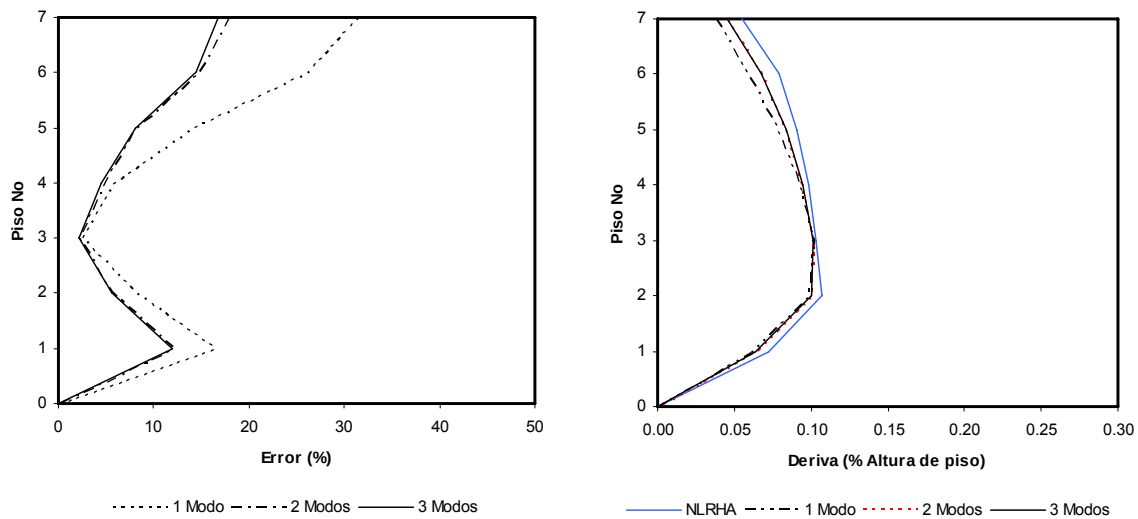


Figura B 2. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

B2. Resultados Sismo Coalinga (0.2g)

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.151	0.015	0.002	0.151	0.151	0.151	0.158	4.879	4.415	4.407
6	0.140	0.008	0.000	0.140	0.141	0.141	0.147	4.731	4.584	4.584
5	0.125	0.002	0.002	0.125	0.125	0.125	0.131	4.819	4.809	4.798
4	0.103	0.010	0.001	0.103	0.104	0.104	0.109	5.583	5.114	5.105
3	0.077	0.014	0.001	0.077	0.078	0.078	0.082	7.007	5.434	5.430
2	0.046	0.012	0.001	0.046	0.048	0.048	0.053	12.297	9.399	9.389
1	0.017	0.005	0.001	0.017	0.018	0.018	0.020	17.481	13.440	13.208

Tabla B 3. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

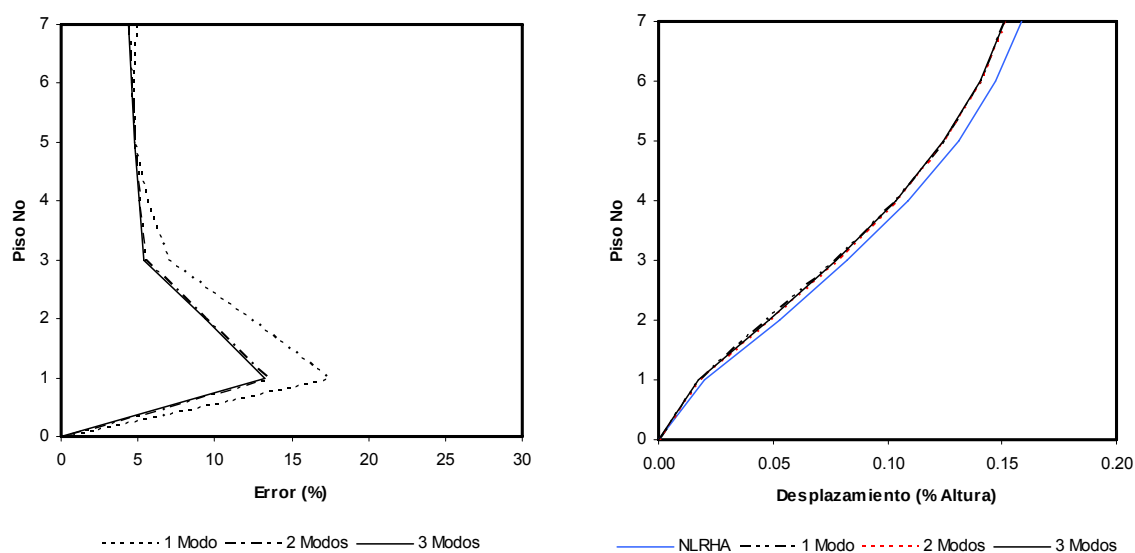


Figura B 3. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA	1	2	3
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos				
7	0.071	0.049	0.015	0.071	0.086	0.087	0.100	29.765	14.315	12.963
6	0.111	0.067	0.012	0.111	0.129	0.130	0.145	23.500	10.615	10.246
5	0.149	0.059	0.004	0.149	0.160	0.160	0.166	10.395	3.662	3.639
4	0.184	0.027	0.014	0.184	0.186	0.187	0.198	6.796	5.821	5.542
3	0.210	0.015	0.009	0.210	0.210	0.211	0.223	6.005	5.772	5.679
2	0.205	0.046	0.005	0.205	0.210	0.210	0.229	10.292	8.021	7.995
1	0.124	0.039	0.010	0.124	0.130	0.130	0.150	17.481	13.440	13.208

Tabla B 4. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

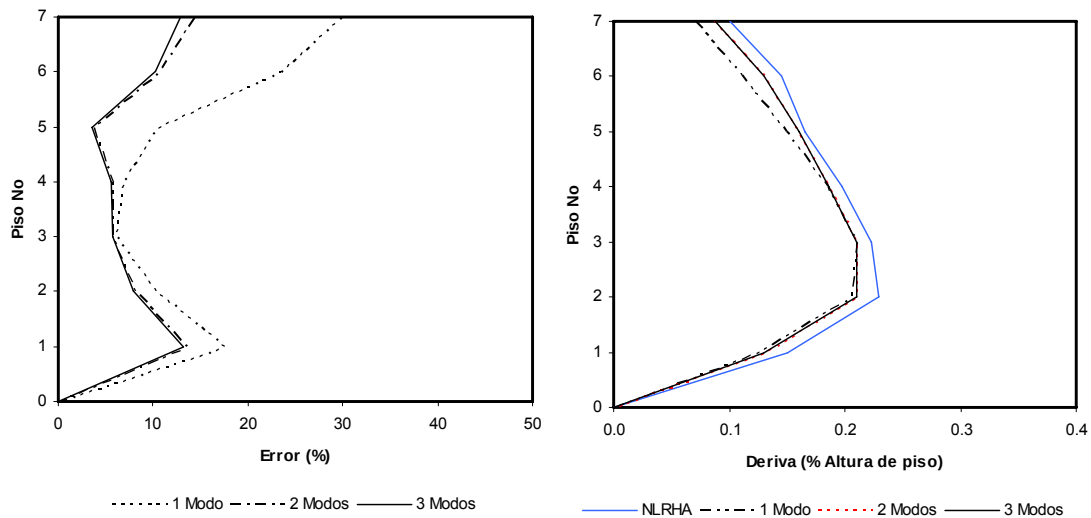


Figura B 4. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

B3. Resultados Sismo Coalinga (0.3g)

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.227	0.023	0.003	0.227	0.228	0.228	0.222	2.144	2.646	2.655
6	0.215	0.012	0.000	0.215	0.215	0.215	0.216	0.517	0.367	0.366
5	0.195	0.003	0.003	0.195	0.195	0.195	0.204	4.877	4.867	4.857
4	0.165	0.016	0.002	0.165	0.166	0.166	0.184	10.542	10.145	10.138
3	0.123	0.021	0.001	0.123	0.125	0.125	0.149	17.067	15.830	15.828
2	0.073	0.018	0.003	0.073	0.075	0.075	0.094	22.691	20.311	20.248
1	0.025	0.008	0.002	0.025	0.026	0.026	0.033	25.071	21.253	21.043

Tabla B 5. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

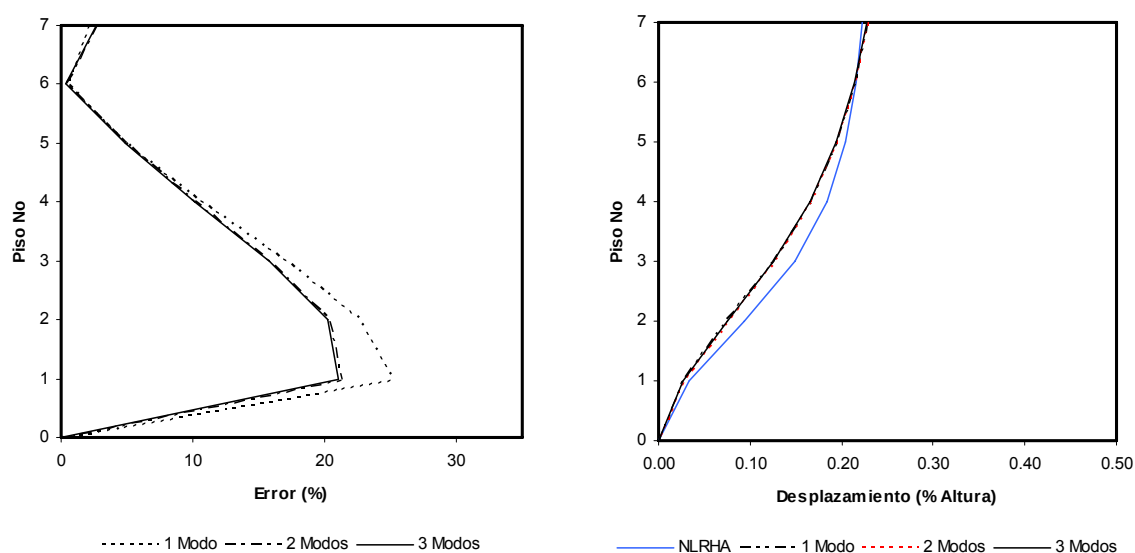


Figura B 5. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.086	0.075	0.023	0.086	0.114	0.116	0.130	33.742	12.288	10.561
6	0.139	0.101	0.017	0.139	0.172	0.173	0.191	27.287	10.094	9.636
5	0.205	0.089	0.005	0.205	0.223	0.223	0.232	11.575	3.649	3.623
4	0.289	0.040	0.021	0.289	0.292	0.293	0.283	1.998	2.987	3.259
3	0.352	0.022	0.014	0.352	0.353	0.353	0.382	7.695	7.509	7.438
2	0.331	0.070	0.007	0.331	0.339	0.339	0.422	21.503	19.760	19.741
1	0.183	0.059	0.014	0.183	0.193	0.193	0.245	25.071	21.253	21.043

Tabla B 6. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

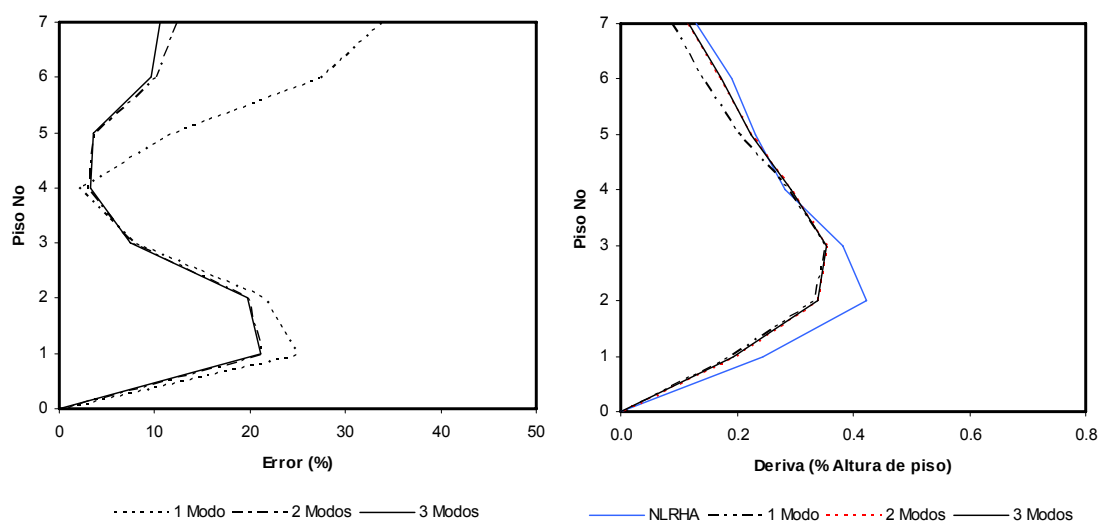


Figura B 6. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

B4. Resultados Sismo Coalinga (0.4g)

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.327	0.030	0.004	0.327	0.328	0.328	0.388	15.745	15.392	15.386
6	0.313	0.016	0.000	0.313	0.313	0.313	0.374	16.465	16.360	16.360
5	0.288	0.004	0.004	0.288	0.288	0.288	0.350	17.716	17.709	17.702
4	0.245	0.021	0.003	0.245	0.246	0.246	0.305	19.605	19.320	19.315
3	0.181	0.028	0.001	0.181	0.183	0.183	0.234	22.630	21.684	21.682
2	0.104	0.024	0.004	0.104	0.107	0.107	0.141	26.157	24.207	24.155
1	0.035	0.011	0.003	0.035	0.036	0.036	0.048	28.689	25.348	25.163

Tabla B 7. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

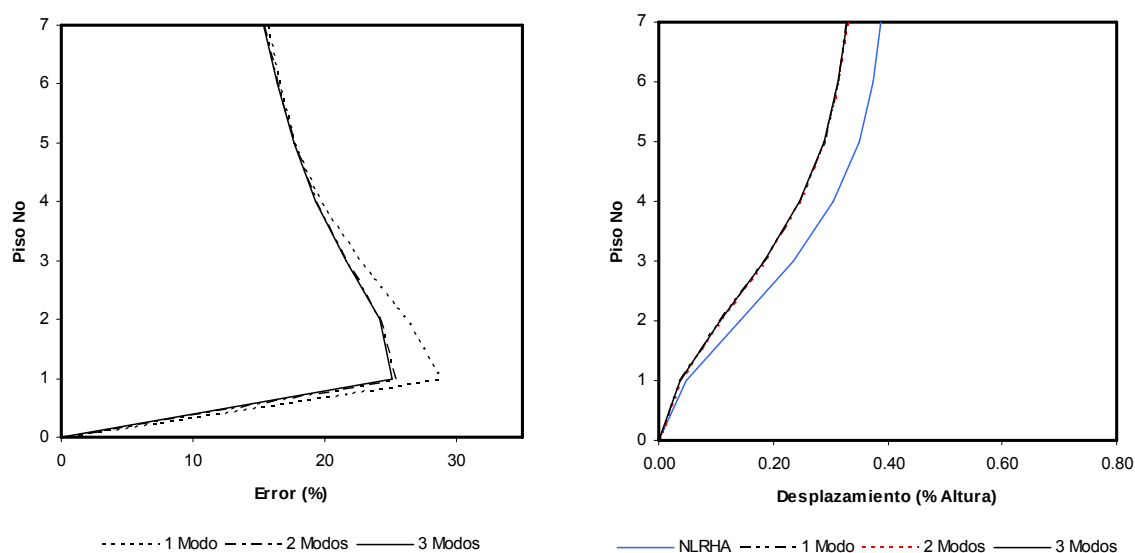


Figura B 7. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA	1	2	3
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos				
7	0.099	0.099	0.030	0.099	0.140	0.143	0.136	27.657	2.602	4.978
6	0.172	0.134	0.023	0.172	0.218	0.219	0.217	20.967	0.389	0.955
5	0.294	0.118	0.007	0.294	0.317	0.317	0.346	14.827	8.239	8.217
4	0.445	0.054	0.028	0.445	0.449	0.449	0.533	16.449	15.844	15.677
3	0.534	0.030	0.018	0.534	0.534	0.535	0.658	18.945	18.819	18.771
2	0.485	0.093	0.010	0.485	0.494	0.494	0.647	25.022	23.645	23.630
1	0.255	0.079	0.019	0.255	0.267	0.267	0.357	28.689	25.348	25.163

Tabla B 8. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

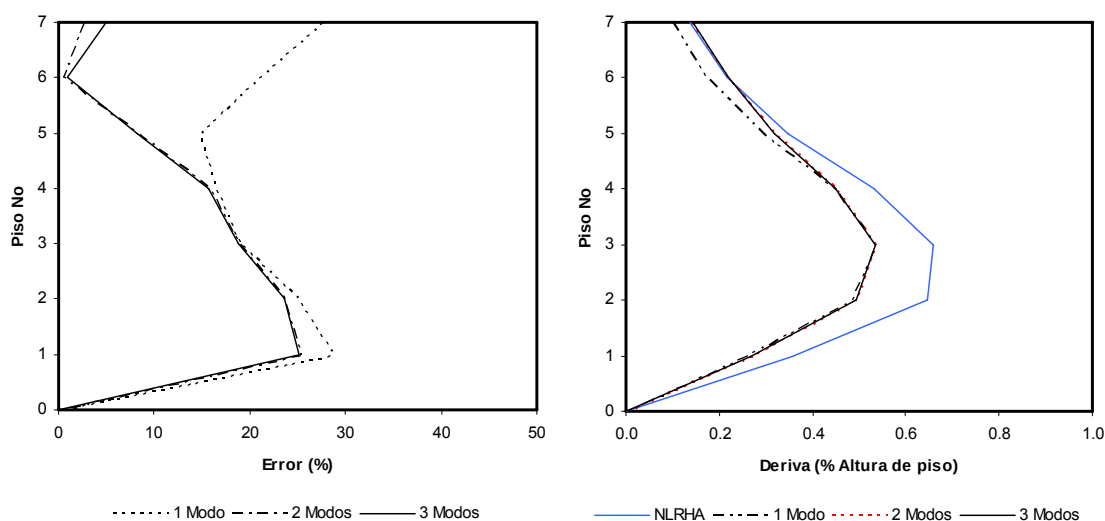


Figura B 8. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

B5. Resultados Sismo Coalinga (0.5g)

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.508	0.037	0.005	0.508	0.509	0.509	0.593	14.337	14.104	14.100
6	0.490	0.019	0.001	0.490	0.490	0.490	0.576	14.929	14.862	14.862
5	0.451	0.005	0.005	0.451	0.451	0.451	0.532	15.115	15.109	15.104
4	0.379	0.027	0.003	0.379	0.380	0.380	0.446	14.880	14.666	14.663
3	0.274	0.037	0.002	0.274	0.277	0.277	0.326	15.854	15.105	15.104
2	0.154	0.031	0.005	0.154	0.158	0.158	0.189	18.126	16.472	16.431
1	0.050	0.014	0.003	0.050	0.051	0.052	0.062	20.418	17.374	17.217

Tabla B 9. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

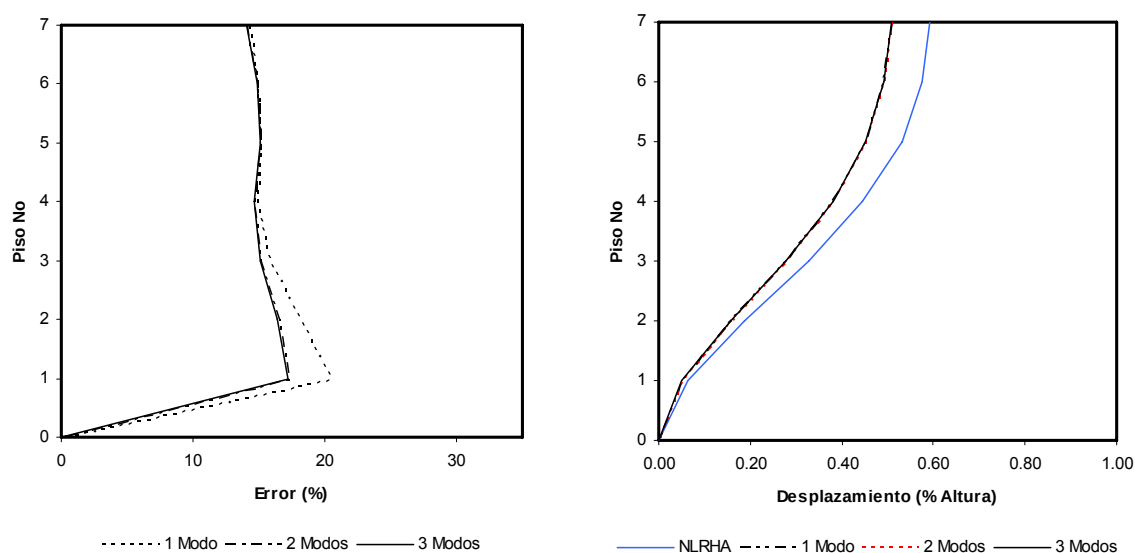


Figura B 9. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA	1	2	3
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos				
7	0.126	0.126	0.038	0.126	0.178	0.182	0.167	24.237	6.727	9.095
6	0.268	0.171	0.029	0.268	0.318	0.319	0.366	26.898	13.228	12.869
5	0.498	0.150	0.009	0.498	0.521	0.521	0.645	22.730	19.295	19.284
4	0.729	0.068	0.035	0.729	0.732	0.733	0.886	17.780	17.422	17.326
3	0.833	0.038	0.023	0.833	0.834	0.835	0.978	14.790	14.701	14.669
2	0.728	0.121	0.012	0.728	0.738	0.738	0.880	17.254	16.128	16.116
1	0.365	0.102	0.023	0.365	0.379	0.380	0.459	20.418	17.374	17.217

Tabla B 10 Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

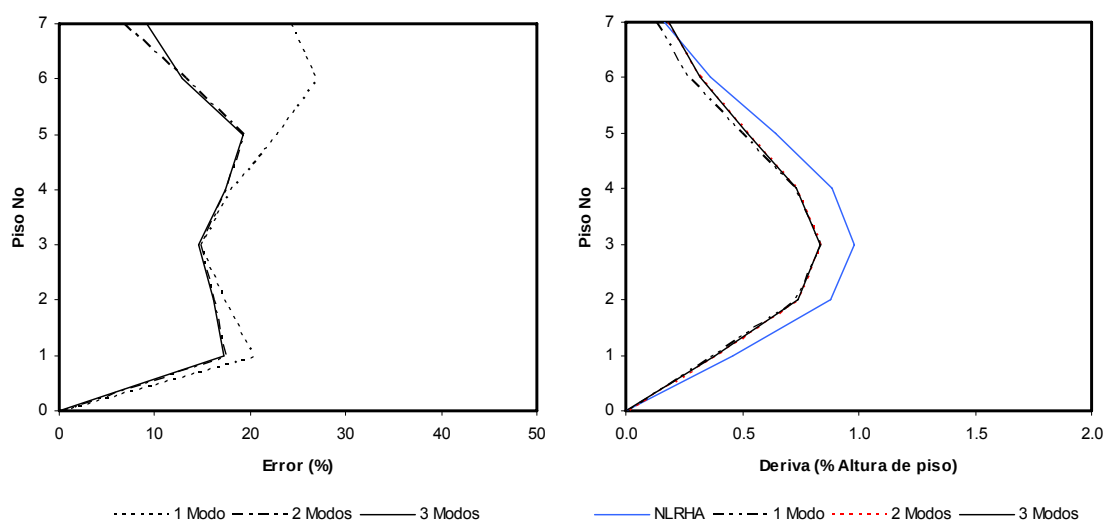


Figura B 10. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

B6. Resultados Sismo Coalinga (0.6g)

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	0.744	0.045	0.006	0.744	0.745	0.745	0.806	7.736	7.568	7.565
6	0.719	0.023	0.001	0.719	0.720	0.720	0.781	7.906	7.858	7.858
5	0.659	0.007	0.006	0.659	0.659	0.659	0.717	8.017	8.012	8.009
4	0.547	0.033	0.004	0.547	0.548	0.548	0.594	7.939	7.767	7.764
3	0.390	0.045	0.002	0.390	0.393	0.393	0.423	7.820	7.206	7.205
2	0.217	0.038	0.006	0.217	0.220	0.220	0.242	10.447	9.052	9.020
1	0.069	0.017	0.004	0.069	0.071	0.071	0.083	16.901	14.407	14.286

Tabla B 11. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

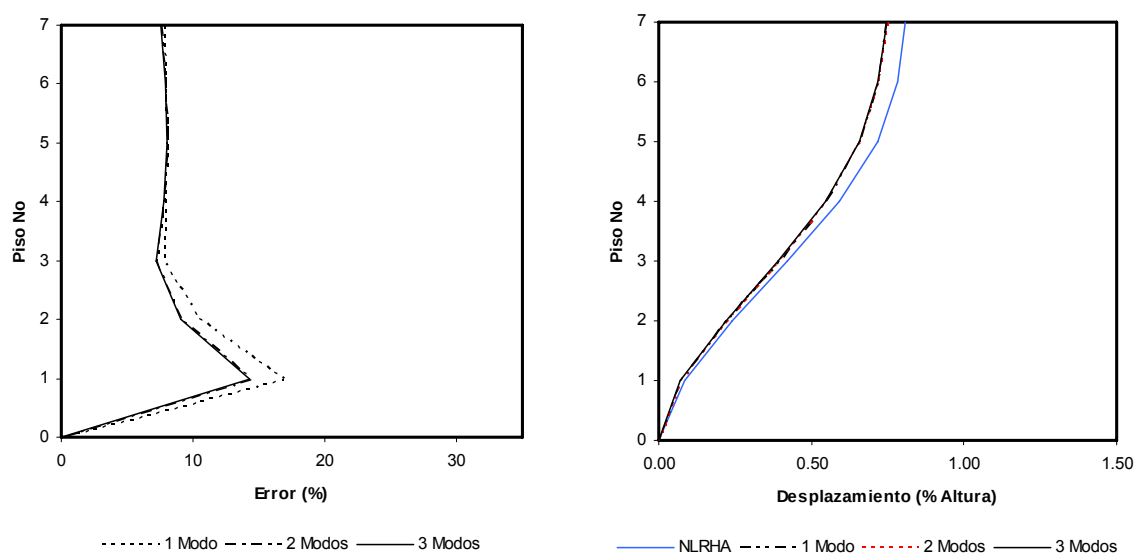


Figura B 11. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA	1	2	3
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos				
7	0.172	0.151	0.045	0.172	0.228	0.233	0.223	23.130	2.250	4.212
6	0.416	0.210	0.034	0.416	0.466	0.467	0.499	16.608	6.606	6.351
5	0.780	0.184	0.010	0.780	0.802	0.802	0.905	13.778	11.417	11.410
4	1.089	0.081	0.042	1.089	1.092	1.093	1.255	13.208	12.968	12.904
3	1.202	0.046	0.027	1.202	1.203	1.204	1.319	8.858	8.790	8.767
2	1.025	0.148	0.015	1.025	1.036	1.036	1.107	7.371	6.407	6.397
1	0.509	0.126	0.028	0.509	0.524	0.525	0.612	16.901	14.407	14.286

Tabla B 12. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

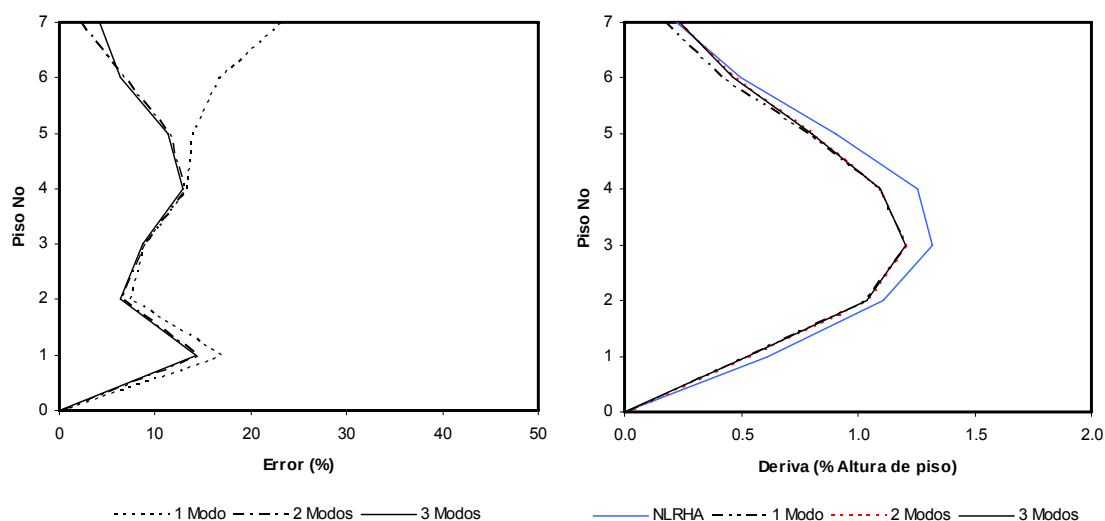


Figura B 12. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

B7. Resultados Sismo Coalinga (0.7g)

PISO	Desplazamiento/Altura (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos		1 Modos	2 Modos	3 Modos
7	1.000	0.053	0.007	1.000	1.002	1.002	0.999	0.086	0.224	0.226
6	0.968	0.027	0.001	0.968	0.968	0.968	0.972	0.488	0.448	0.448
5	0.887	0.008	0.007	0.887	0.887	0.887	0.897	1.088	1.084	1.081
4	0.737	0.039	0.005	0.737	0.738	0.738	0.744	0.909	0.770	0.768
3	0.526	0.052	0.002	0.526	0.529	0.529	0.529	0.506	0.019	0.018
2	0.292	0.044	0.007	0.292	0.295	0.295	0.297	1.720	0.598	0.571
1	0.096	0.020	0.004	0.096	0.098	0.098	0.105	8.450	6.563	6.466

Tabla B 13. Desplazamientos de piso máximos (como % de altura = 17.7 m) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

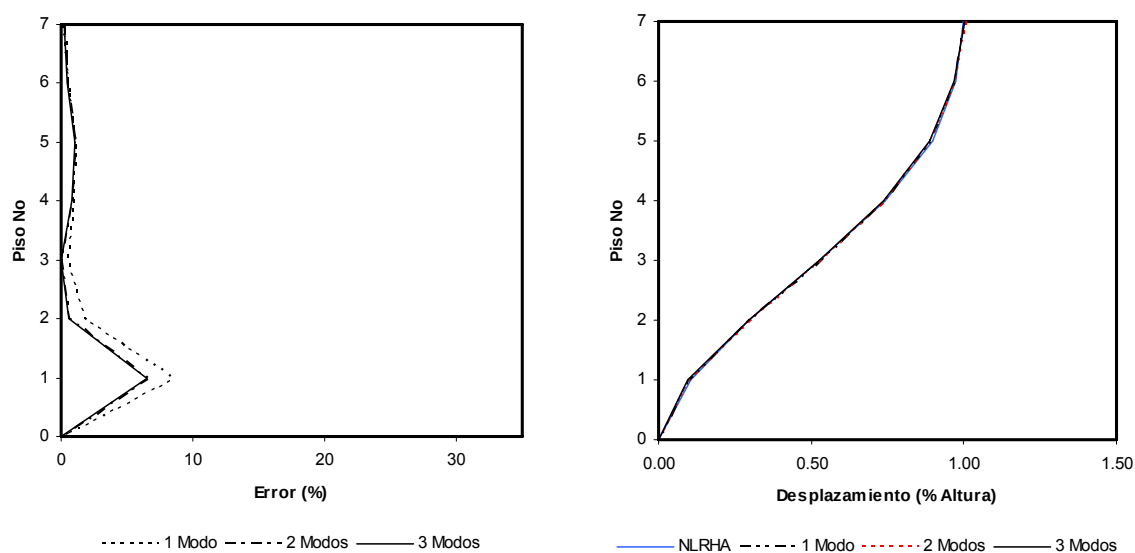


Figura B 13. Variación en altura del porcentaje de error de los desplazamientos de piso máximos y perfil de desplazamientos máximos (como % de la altura = 17.7 m)

PISO	Deriva de piso (%)							Error (%)		
	RESPUESTA MODAL			RTA. COMBINADA (MPA)			NLRHA	1	2	3
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	1 Modos	2 Modos	3 Modos				
7	0.227	0.174	0.053	0.227	0.286	0.291	0.343	33.902	16.580	15.165
6	0.561	0.247	0.041	0.561	0.613	0.614	0.709	20.937	13.607	13.418
5	1.039	0.214	0.012	1.039	1.061	1.061	1.146	9.330	7.425	7.419
4	1.466	0.091	0.049	1.466	1.469	1.470	1.555	5.692	5.510	5.457
3	1.625	0.055	0.032	1.625	1.626	1.626	1.640	0.897	0.840	0.821
2	1.362	0.172	0.017	1.362	1.373	1.373	1.350	0.881	1.678	1.686
1	0.706	0.144	0.033	0.706	0.720	0.721	0.771	8.450	6.563	6.466

Tabla B 14. Máximas derivas de entrepiso (como % de altura de cada piso) y porcentaje de error combinando los modos uno, dos y tres

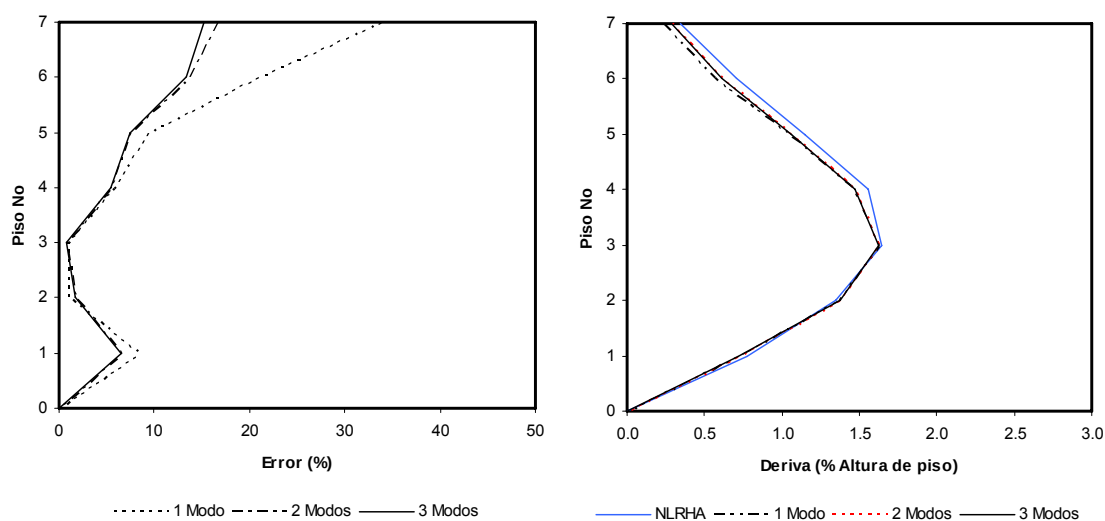


Figura B 14. Variación en altura del porcentaje de error de las derivas máximas y perfil de derivas máximas (como % de la altura de cada piso)

ANEXO C: IDARC 2D VERSIÓN 6. MANUAL DEL USUARIO

FORMATO DE ENTRADA

Un formato libre se usa para leer todos los datos de entrada. Por lo que se debe utilizar delimitadores convencionales (comas, espacios) para separar los datos de cada ítem. El programa utiliza el formato de variable FORTRAN para distinguir entre variables enteras y flotantes (decimales). Los datos de entrada deben ser del tipo de la variable especificada.

Notas:

1. La entrada de datos para cada ítem se hace mediante una línea de texto.
2. No se debe ingresar líneas de texto en blanco
3. Cuando se ingrese un cero, el programa asignará valores por defecto (default values), donde se apliquen.

SET A: INFORMACIÓN GENERAL

- Título del problema

TITLE

<i>Descripción</i>	TITLE:	título alfanumérico, hasta 80 caracteres

- Datos de control (ver figura C1)

USER_TEXT

NSO, NFR, NCON, NSTL, NMSR, NPDEL, IFLEX, IFLEXDIST, IPC

<i>Descripción</i>	USER_TEXT:	Información de referencia , hasta 80 caracteres de texto
	NSO:	Número de pisos
	NFR:	Número de pórticos típicos (no idénticos)
	NCON:	Número de diferentes grupos de propiedades de concreto

NSTL:	Número de diferentes grupos de propiedades de acero de refuerzo
NMSR:	Número de diferentes grupos de propiedades de mampostería
NPDEL:	0 para ignorar efectos P-Delta 1 para incluir efectos P-Delta
IFLEX:	0 para plasticidad distribuida 1 para plasticidad concentrada
IFLEXDIST:	0 para distribución lineal de flexibilidad 1 para distribución uniforme de flexibilidad
IPC:	0 para sistema operativo Unix 1 para sistema operativo DOS/WINDOWS

Notas: Para estructuras de acero no se requiere información sobre el material.

Una estructura se puede descomponer en una serie de pórticos paralelos. La entrada de datos se requiere sólo para los pórticos no idénticos, denotados aquí mediante la variable NFR. El número de duplicados de cada pórtico típico se especifica más tarde en este mismo grupo de datos (SET A). El grupo total de pórticos se puede definir mediante el sistema de localización nodal L-I-J utilizado por IDARC. Este concepto se muestra gráficamente en la figura C1.

En la figura se presentan tres ejemplos de diferentes definiciones de pórticos. En la figura C1a, se asume que el edificio de cuatro pisos constituido por cuatro pórticos, tiene dos pares idénticos, por lo tanto sólo dos de los cuatro necesitan ser ingresados ($NFR = 2$). El voladizo viga-columna mostrado en la figura C1b se define como una estructura de un solo piso con una línea de columna. Asimismo la unión mostrada en la figura C1c se define como una estructura de 2 pisos con tres líneas de columnas. En número de grupos de propiedades de concreto y acero referido al número de envolventes esfuerzo-deformación se ingresan en el B y C, respectivamente.

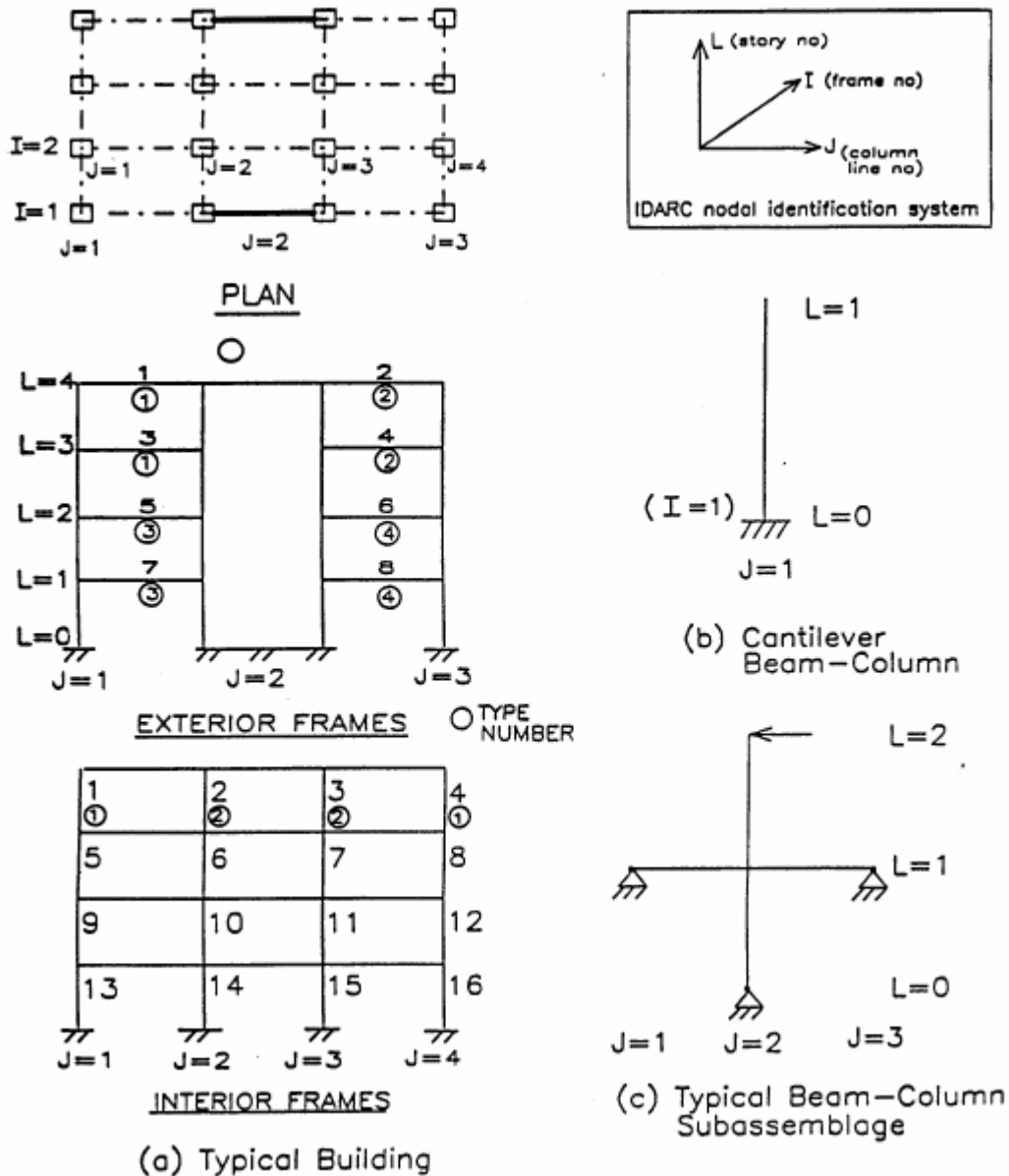


Figura C 1. Discretización de Pórticos e identificación nodal

SET A1: ELEMENTOS TIPO

- Datos de control (ver figura C1):

USER_TEXT

MCOL, MBEM, MWAL, MEDG, MTRN, MSPR, MBRV, MBRF, MBRH, MIW

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia , hasta 80 caracteres de texto

MCOL:	Número de columnas tipo
MBEM:	Número de vigas tipo
MWAL:	Número de muros estructurales tipo
MEDG:	Número de elementos de borde tipo
MTRN:	Número de vigas transversales tipo
MSPR:	Número de resortes tipo
MBRV:	Número de amortiguadores visco-elásticos tipo
MBRF:	Número de amortiguadores por fricción tipo
MBRH:	Número de amortiguadores histeréticos tipo
MIW:	Número muros de mampostería inconfina da tipo

Notas: Los elementos se agrupan dentro de conjuntos idénticos de acuerdo a los datos de sección recta y condiciones iniciales como carga axial. Por ejemplo, en el pórtico exterior mostrado en la figura C1a, hay 8 columnas. Por lo general las columnas exteriores en cada nivel son idénticas, así, que 4 tipos de columnas necesitan ser definidos. En el pórtico interior, asumiendo columnas interiores y exteriores idénticas en cada piso, se requerirá definir solo 8 columnas tipo para las 16 columnas: 2 por cada nivel como se muestra en la figura.

SET A2: DATOS DE LOS ELEMENTOS

- Datos de control (ver figura C2):

USER_TEXT

NCOL, NBEM, NWAL, NEDG, NTRN, NSPR, NMR, NBR, NIW

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
NCOL:	Número de columnas
NBEM:	Número de vigas
NWAL:	Número de muros estructurales

NEDG:	Número de elementos de borde
NTRN:	Número de vigas transversales
NSPR:	Número de resortes rotacionales
NMR:	Número de secciones que no desarrollan momento flector (rótulas)
NBR:	Número de amortiguadores (visco-elásticos, fricción, histeréticos)
NIW:	Número de muros de mampostería inconfiada

Notas: NMR es utilizado para especificar la localización de secciones que no desarrollan momento flector (rótulas) en los extremos de los elementos. Liberar de momento flector una sección en el extremo del elemento resulta en una condición de rótula en ese extremo, de modo que no se permite que la sección desarrolle momentos.

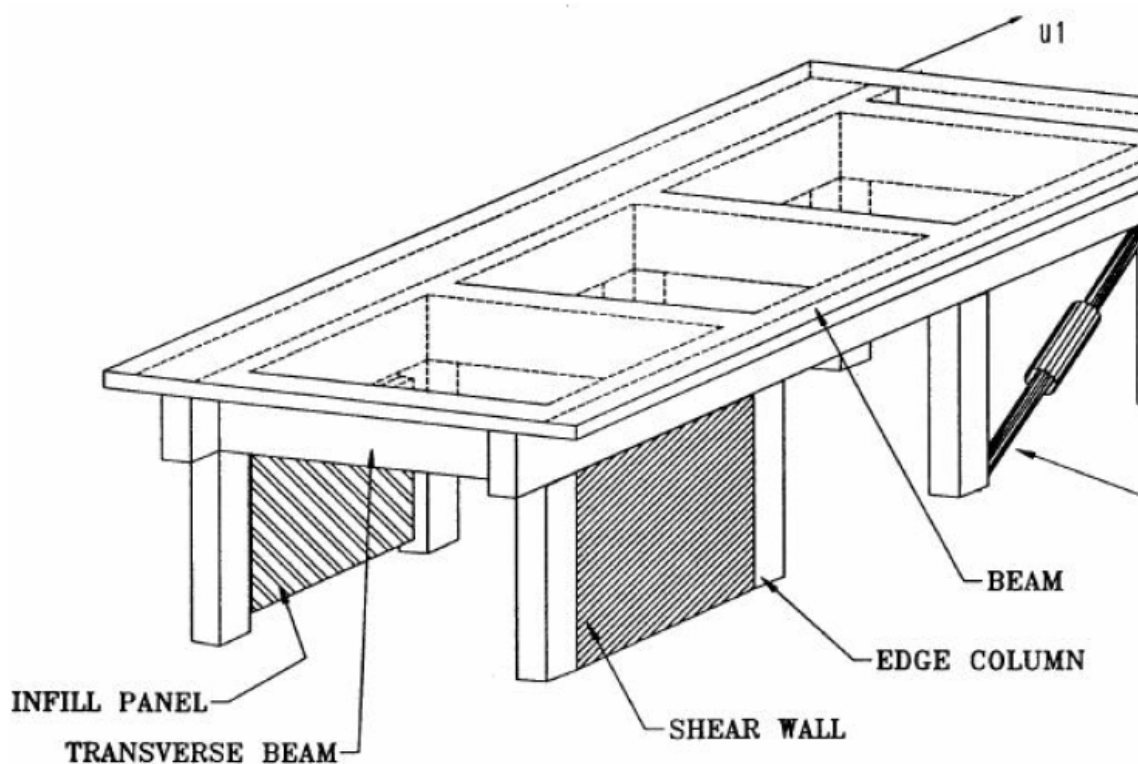


Figura C 2. Tipos de elementos Estructurales

SET A3: SISTEMA DE UNIDADES

Aviso de control:

USER_TEXT**IU**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IU Sistema de unidades
	1 para pulgadas, kips
	2 para mm, KN

SISTEMA DE UNIDADES DEL PROGRAMA POR DEFECTO: *pulgadas, kips*

Un cero como valor de entrada para IU resultará en el uso de *pulgadas y kips*

SET A4: ELEVACIÓN DE LOS PISOS

- Datos de control (ver figura C3)

USER_TEXT**HIGT(1), HIGT(2), ..., HIGT(NSO)**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	HIGT(i) Elevación del piso “i” desde la base, empezando con el nivel del primer piso

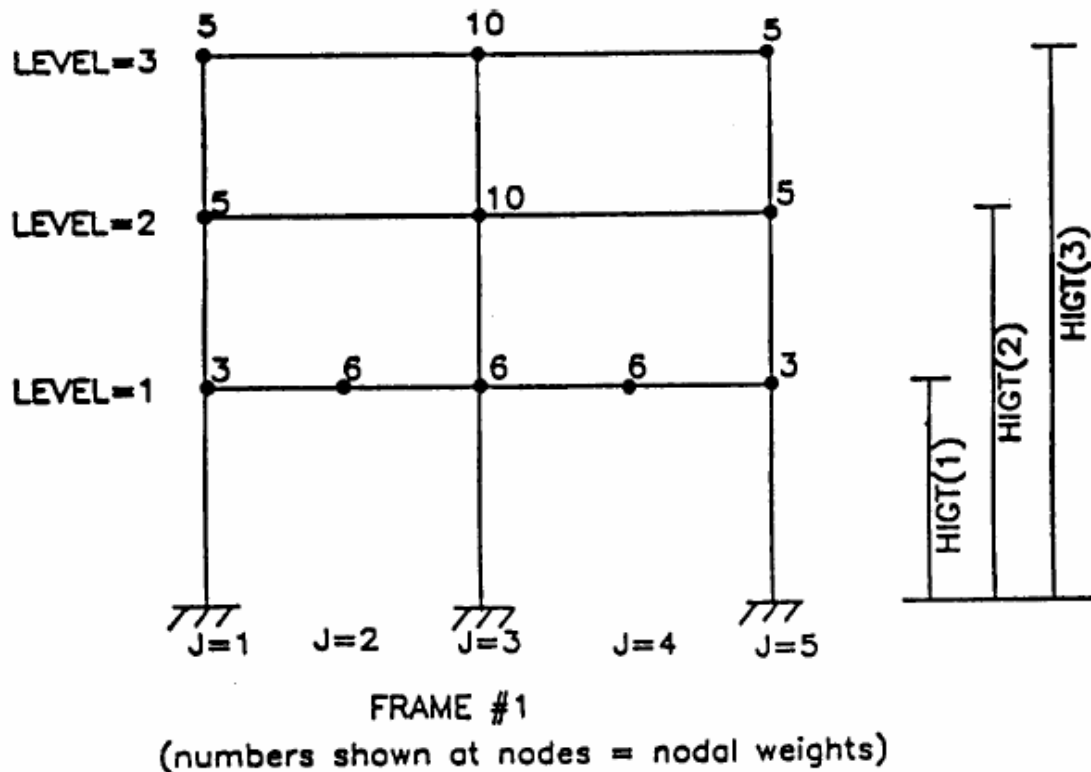
SET A5: DESCRIPCIÓN DE LOS PÓRTICOS IDÉNTICOS

- Datos de control

USER_TEXT**NDUP(1), NDUP(2), ..., NDUP(NFR)**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NDUP(i) Lista con el número de pórticos iguales al pórtico típico “i”

Notas: En la estructura mostrada en la figura C1 hay cuatro pórticos. No obstante, los dos pórticos interiores son idénticos, igual que los dos exteriores. EN este caso, $NFR = 2$, y $NDUP(1) = NDUP(2) = 2$. Si no hay pórticos idénticos, $NDUP = 1$.



INPUT DATA:

1,	1,	3.0,	6.0,	6.0,	6.0,	3.0
2,	1,	5.0,	0.0,	10.0,	0.0,	5.0
3,	1,	5.0,	0.0,	10.0,	0.0,	5.0

Figura C 3. Alturas de piso y pesos modales

SET A6: CONFIGURACIÓN EN PLANTA

- Datos de control

USER_TEXT

NVLN(1), NVLN(2), ..., NVLN(NFR)

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NVLN(i) Número de líneas de columnas (o puntos de localización J) en el pórtico “i”

Notas: Un conjunto de NVLN puntos para cada pórtico debe definir completamente las líneas de columnas necesarias para especificar cada elemento vertical en ese pórtico. Si una viga se subdivide en dos o más segmentos, entonces el número de líneas de columnas especificado debe incluir esos nodos internos.

SET A7: PESOS NODALES

- Datos de control (ver figura C3)

USER_TEXT

LEVEL, IFR(1), WVT(1), WVT(2), ..., WVT(NVLN(1))

IFR(2), WVT(1), WVT(2), ..., WVT(NVLN(2))

... repetir para NFR pórticos

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	LEVEL Número de piso
	IFR(J) Número de pórtico
	WVT(K) Peso nodal

- Notas:*
1. Los pesos nodales en unidades de fuerza son solo utilizados internamente para el cálculo de las masa de piso, y no son cantidades acumulativas (solo del área tributaria).
 2. Las masas nodales pueden ser ingresadas por piso ascendente o descendentemente.
 3. En análisis ordinarios se utiliza pesos nodales reducidos

SET B: CONJUNTOS DE PROPIEDADES DE MATERIALES

- Opción de generación de la envolvente

USER_TEXT**IUSER**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IUSER 0, para que IDARC genere internamente las envolventes para por lo menos un elemento 1, requiere que los datos de la envolvente momento-curvatura sean suministrados por el usuario

Nota: Si IUSER = 1 vaya directamente a la sección C.

SET B1: GRUPOS DE PROPIEDADES DEL CONCRETO (ver figura C4)

(Ignore esta entrada de datos si IUSER = 1 o NCON = 0)

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Características de la curva esfuerzo-deformación del concreto (una línea para cada uno de los NCON tipos de concreto)

IM, FC, EC, EPS0, FT, EPSU, ZF

<i>Descripción</i>	IM: Número del tipo de concreto (grupo).
	FC: Resistencia a la compresión inconfiada
	EC: Módulo de Young inicial del concreto
	EPS0: Deformación unitaria en la resistencia máxima a compresión del concreto (%)
	FT: Esfuerzo de agrietamiento (a tensión)

EPSU:	Deformación unitaria última a compresión (%)
ZF:	Parámetro que define la pendiente de la rama descendente de la curva

VALORES POR DEFECTO (si un cero fue especificado como dato de entrada):

$$EC = 57 * \sqrt{FC * 1000} \text{ ksi}; \text{EPS0} = 0.2\%; \text{FT} = 0.12 * FC;$$

EPSU y ZF son derivados de la siguiente ecuación y dependen de los datos de la sección recta del elemento:

$$ZF = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_0};$$

Donde:

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + \epsilon_0 f'c}{f'c - 1000}$$

$$\epsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{\bar{b}}{s_h}}$$

La resistencia del concreto está en *psi*. ρ_s es el cociente volumétrico entre el acero de confinamiento y el núcleo de concreto; $\bar{b}$ es el ancho del núcleo confinado; y s_h el espaciamiento de los estribos¹.

SET B2: GRUPOS DE PROPIEDADES DEL REFUERZO (ver figura C5)

(Ignore esta entrada de datos si IUSER = 1 o NSTL = 0)

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

¹ IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings (Reporte Técnico NCEER-96-0010); R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li, A. Madan; Enero 8 de 1996.

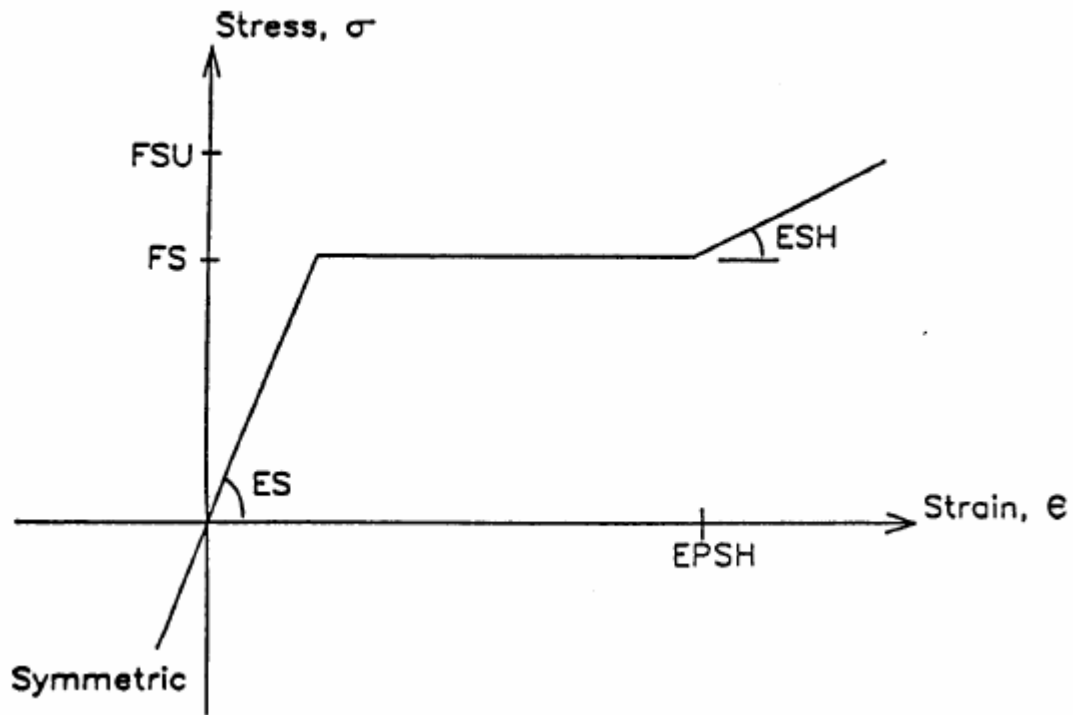


Figura C 5. Curva esfuerzo-deformación para las barras de refuerzo

SET C: REGLAS DE MODELAMIENTO HISTERÉTICO (GRUPOS)

(Ver figura C6)

- Datos de control

USER_TEXT

NHYS

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NHYS: Número de tipos (grupos) de reglas histeréticas

- Parámetros del modelo histerético (una línea para cada tipo de regla histerética NHYS)

Para el Modelo Histerético Multi-lineal

IR, 1, HC, HBD, HBE, HS, IBILINEAR

<i>Descripción</i>	IR:	Número de la regla histerética
	HC:	Parámetro de degradación de la rigidez (Por defecto 200 – no hay degradación)
	HBD:	Parámetro de reducción de resistencia basado en la ductilidad (Por defecto 0.01 – no hay degradación)
	HBE:	Parámetro de reducción de resistencia basado en la energía histerética (Por defecto 0.01 – no hay degradación)
	HS:	Parámetro de aplastamiento de los aros de histéresis (por defecto 1.0 – no hay aplastamiento)
	IBILINEAR:	0 para el Modelo Trilineal 1 para el Modelo Bilineal 2 para el Modelo <i>Vertex Oriented</i>

Parameter	Meaning	Value	Effect
HC	Stiffness degrading parameter	4.0	Severe degrading
		10.0	Moderate degrading
		15.0	Mild degrading
		200.0	No degrading (Default)
HBD	Strength degrading parameter (ductility- based)	0.60	Severe degrading
		0.30	Moderate degrading
		0.15	Mild degrading
		0.01	No degrading (Default)
HBE	Strength degrading parameter (energy- controlled)	0.60	Severe deteriorating
		0.15	Moderate deteriorating
		0.08	Mild deteriorating
		0.01	No deteriorating (Default)
HS	Slip or Crack-closing parameter	0.05	Severe pinched loops
		0.25	Moderate pinching
		0.40	Mild pinching
		1.00	No pinching (Default)

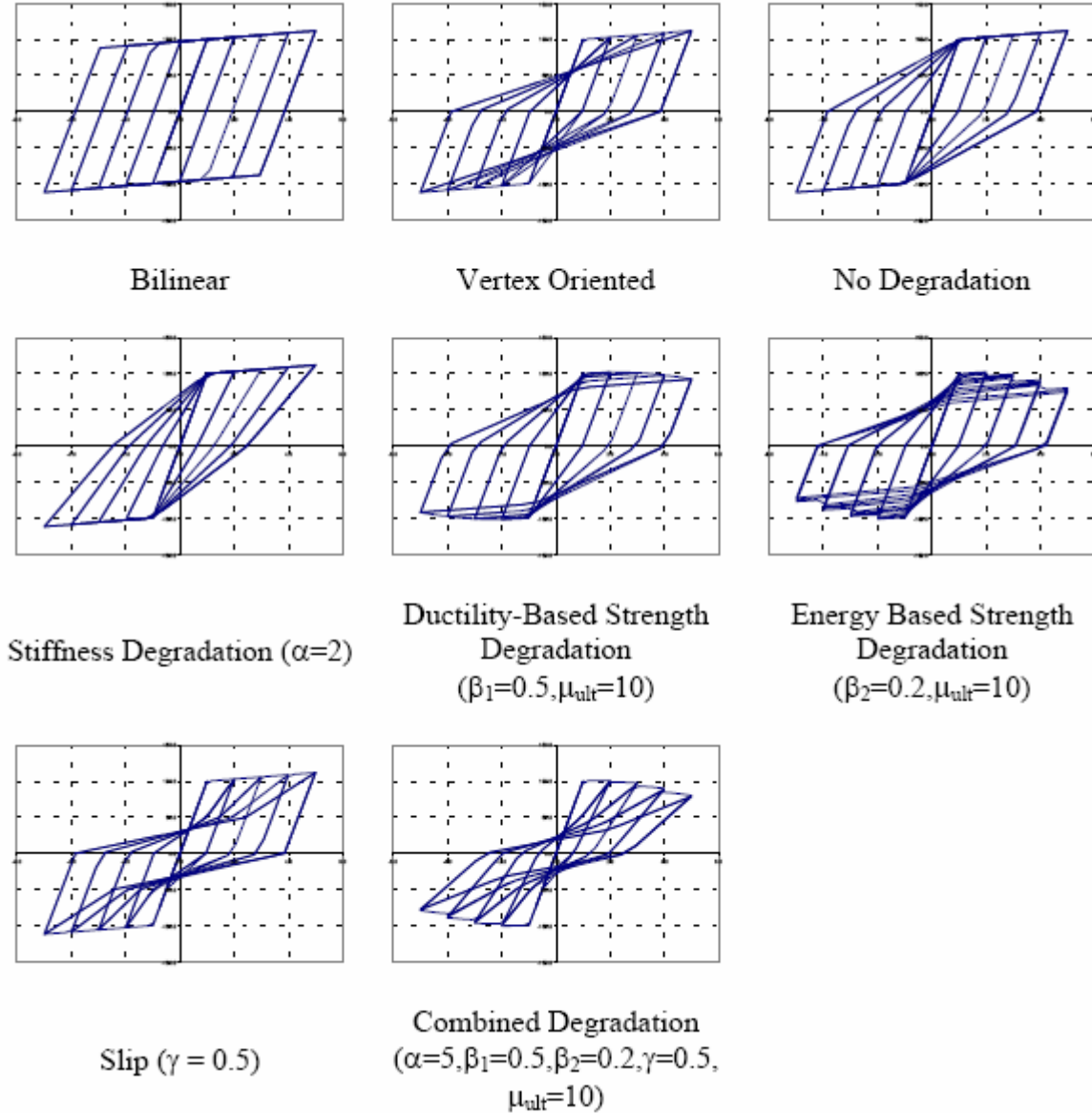


Figura C 6. Vista cualitativa de los efectos de los parámetros de degradación en el comportamiento histerético – Modelo Multilineal.

Notas: El comportamiento histerético se especifica en los dos extremos de cada elemento. Acceder a resultados experimentales de las características cíclicas de fuerza-deformación de los elementos típicos de la estructura que se está analizando provee el mejor medio para especificar los parámetros de degradación que aquí se mencionan. La tabla C1 y la figura C6 (a y b) permiten formarse una idea del modelamiento de los parámetros

histeréticos. Los aros de histéresis mostrados en la figura C6 (a y b) son solo un medio para mostrar los efectos relativos del cambio en los parámetros. El significado general de los parámetros se puede caracterizar como sigue: un incremento en HC retarda la degradación de la rigidez; un incremento en HBD, HBE acelera el deterioro de la resistencia; y un incremento en HC reduce la cantidad de aplastamiento de los aros de histéresis.

SET D: PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene columnas)

- Datos de control

USER_TEXT

IUCOL

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IUCOL: Tipo de entrada de datos para la columna: 0 para especificar las dimensiones de la sección y el refuerzo 1 para especificar la envolvente Momento (Cortante) – Curvatura (Deformación unitaria)

SI IUCOL = 1, VAYA AL SET D3

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Para cada columna tipo (MCOL), ingrese los siguientes datos:

ICTYPE

Si ICTYPE = 1 utilice el SET D1(a), si ICTYPE = 2 utilice el SET D1(b) y si ICTYPE = 3 utilice el SET D2.

<i>Descripción</i>	ICTYPE:	Tipo de columna:
		1 si es rectangular
		2 si es viga-columna de gran altura (es preferible utilizar el SET D3)
		3 si es circular

LEA LOS DATOS DEL SET D1(a), D1(b) O D2 (Ver abajo)

VAYA AL SET E CUANDO TERMINE LA ENTRADA DE DATOS DE TODAS LAS COLUMNAS TIPO.

D1(a): ICTYPE = 1; GRUPO DE DATOS PARA COLUMNAS REGULARES RECTANGULARES (ver figura C7)

- Datos generales

KC, IMC, IMS, AN, AMLN, RAMC1, RAMC2

- Sección en la base de la columna

KHYSC, D, B, DC, AT, HBD, HBS, CEF

- Sección en el extremo superior de la columna

Si KHYSC para la sección en la base de la columna se ingresa con signo negativo, la sección es simétrica, no ingrese datos para la sección en el extremo superior de la columna. Si las secciones de los extremos (superior e inferior) no son simétricas, repita para la sección superior como se hizo arriba, empezando con KHYSC.

<i>Descripción</i>	KC:	Número del grupo de columnas tipo
	IMC:	Número del tipo de concreto
	IMS:	Número del tipo de acero
	AN:	Carga axial
	AMLN:	Altura de la columna medida centro a centro
	RAMC1:	Longitud de la zona rígida en la parte inferior
	RAMC2:	Longitud de la zona rígida en la parte superior

KHYSC:	Número de regla histerética (*puede ser negativo)
D:	Altura de la sección recta de la columna
B:	Ancho de la sección recta de la columna
DC:	Distancia desde el centroide del refuerzo hasta la cara de la columna (recubrimiento)
AT:	Área del refuerzo en una cara
HBD:	Diámetro de las barras de confinamiento (estribos)
HBS:	Espaciamiento entre barras de confinamiento (estribos)
CEF:	Efectividad del confinamiento de la columna

*Notas: * Un valor de entrada para KHYSC con signo negativo para la sección del extremo inferior de la columna resultará en la asignación de valores simétricos (iguales) para la sección del extremo superior*

***Si la sección no tiene refuerzo simétrico, el SET D3 debe ser utilizado*

Vuelva a ingresar ICTYPE para la siguiente columna tipo. Cuando termine, vaya al SET E.

EXAMPLE

1

1, 1, 1, 270.0, 3810.0, 762.0, 762.0

-1, 1270.0, 254.0, 20.0, 645.16, 5.0, 150.0, 0.5

D1(b): ICTYPE = 2; GRUPO DE DATOS PARA ELEMENTOS VIGA-COLUMNA DE GRAN ALTURA

- Adicione el número de la regla histerética para cortante en el SET D1(a)

KHYSC

Descripción **KHYSC:** Número de regla histerética

EXAMPLE

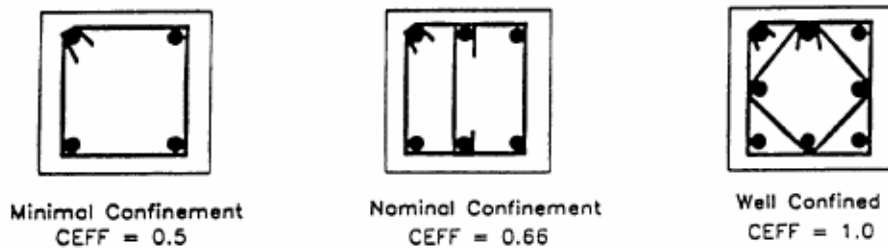
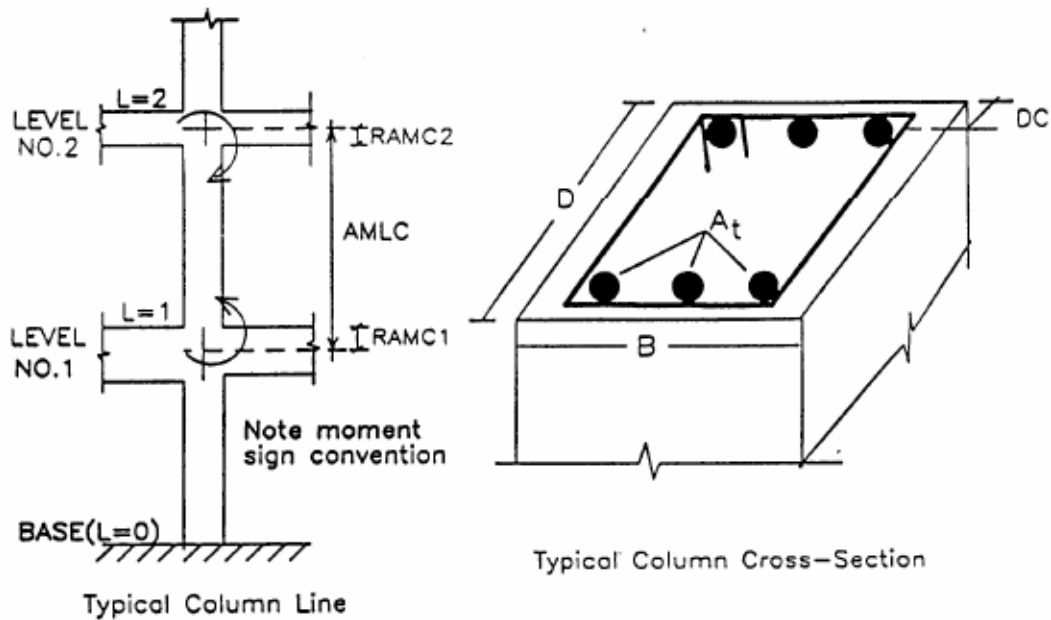
2

1, 1, 1, 270.0, 3810.0, 762.0, 762.0

-1, 1270.0, 254.0, 20.0, 645.16, 5.0, 150.0, 0.5

2

Vuelva a ingresar ICTYPE para la siguiente columna tipo. Cuando termine, vaya al SET E.



Effectiveness of Confinement for Some Typical Hoop Arrangements

Figura C 7. Detalle de la entrada de datos para columnas rectangulares

D2: ICTYPE = 3; GRUPO DE DATOS PARA COLUMNAS CIRCULARES

(Ver figura C8)

- Datos generales

KC, IMC, IMS, KHYSC, AMLC, RAMC1, RAMC2

- Sección de la columna

AN, DO, CVR, DST, NBAR, BDIA, HBD, HBS

<i>Descripción</i>	KC:	Número del grupo de columnas tipo
	IMC:	Número del tipo de concreto
	IMS:	Número del tipo de acero
	KHYSC:	Número de la regla histerética
	AMLC:	Altura de la columna medida centro a centro
	RAMC1:	Brazo rígido inferior
	RAMC2:	Brazo rígido superior
	AN:	Carga axial en la columna
	DO:	Diámetro exterior de la columna
	CVR:	Recubrimiento al centro de las barras de confinamiento (estribos)
	DST:	Distancia entre centros de barras longitudinales
	NBAR:	Número de barras longitudinales
	BDIA:	Diámetro de las barras longitudinales
	HBD:	Diámetro de las barras de confinamiento (estribos)
	HBS:	Espaciamiento entre barras de confinamiento (estribos)

EXAMPLE**3****1, 1, 1, 1, 360.0, 0.0, 0.0****1000.0, 60.0, 2.5, 54.5, 25, 1.69, 0.625, 3.5**

Vuelva a ingresar ICTYPE para la siguiente columna tipo. Cuando termine, vaya al SET E.

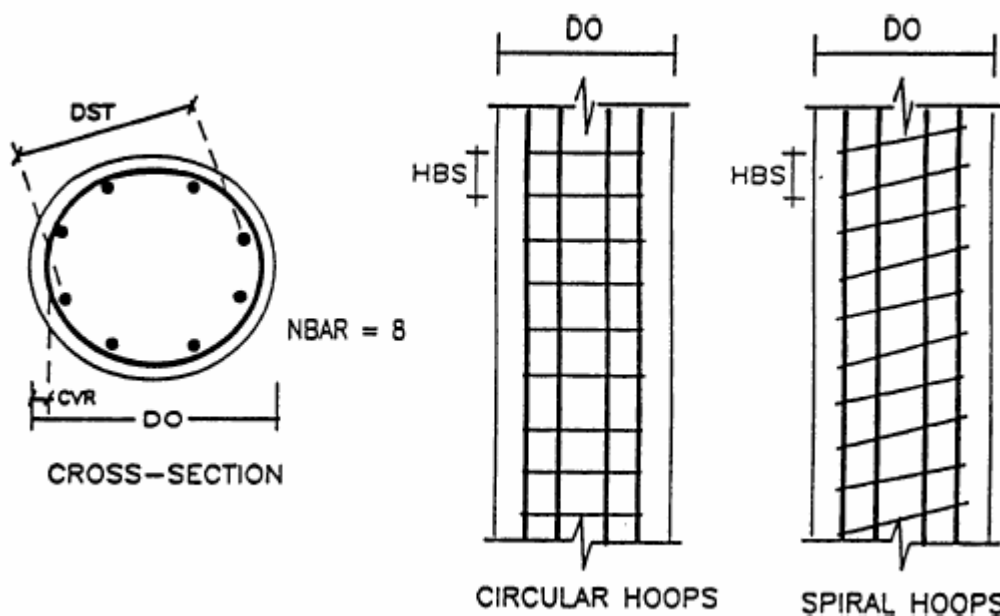


Figura C 8. Detalle de la entrada de datos para columnas circulares

D3: PROPIEDADES INGRESADAS POR EL USUARIO (Rectangular o Circular)

- Texto de referencia

USER TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Para cada columna tipo (MCOL), ingrese lo siguiente:

ICTYPE

Si ICYPE = 1 utilice el SET D3(a), si ICTYPE = 2 utilice le SET D3(b)

<i>Descripción</i>	ICTYPE:	Tipo de columna: 1; viga regular 2; viga-columna de gran altura

LEA LOS DATOS DEL SET D3(a) O SET D3(b) (Ver abajo)

VAYA AL SET E CUANDO TERMINE LA ENTRADA DE DATOS DE TODAS LAS COLUMNAS TIPO

D3(a): ICTYPE = 1; GRUPO DE DATOS PARA COLUMNAS REGULARES

(Ver figura C9)

Para cada sección tipo ingrese los siguientes datos:

- Datos generales

KC, AN, ANY, ANB, AMLC, RAMC1, RAMC2

- Sección en la base de la columna

KHYSC, EI, EA, PCP, PYP, UYP, UUP, EI3P,

PCN, PYN, UYN, UUN, EI3N

- Sección en el extremo superior de la columna

Si KHYSC para la sección en la base de la columna se ingresa con signo negativo, la sección es simétrica, por lo tanto, no ingrese datos para la sección en el extremo superior de la columna. Si las secciones no son simétricas, repita como se hizo arriba para la sección en la base de la columna, empezando con KHYSC.

<i>Descripción</i>	KC:	Número de la columna tipo
	AN:	Fuerza axial
	ANY:	Fuerza axial de fluencia
	ANB:	Fuerza de balance axial
	AMLC:	Longitud de la columna
	RAMC1:	Brazo rígido (abajo)
	RAMC2:	Brazo rígido (arriba)
	KHYSC:	Número de la regla histerética (puede ser negativo)*
	EI:	Rigidez inicial por flexión (EI)
	EA:	Rigidez axial
	PCP:	Momento de agrietamiento (positivo). (Cuando utilice el modelo bilineal , use el 99% de PYP)
	PYP:	Momento de fluencia (positivo)
	UYP:	Curvatura de fluencia (positiva). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 102% de PCP/EI asegurando una pendiente después

	del agrietamiento < pendiente después de la fluencia)
UUP:	Curvatura última (positiva)
EI3P:	Rigidez por flexión después de la fluencia (positiva) como % de la rigidez elástica
PCN:	Momento de agrietamiento (negativo)
PYN:	Momento de fluencia (negativo)
UYN:	Curvatura de fluencia (negativa)
UUN:	Curvatura última (negativa)
EI3N:	Rigidez por flexión después de la fluencia (negativa) como % de la rigidez elástica

*Notas: * AN es la carga axial debida a cargas verticales estáticas.*

*** Un valor para KHYSC con signo negativo para la sección de la base de la columna resultará en la asignación de valores simétricos (iguales) para la sección del extremo superior de la columna.*

**** Todas las cantidades negativas (PCN, PYN; UYN, UUN, EI3N) deben ser ingresadas como positivas*

EXAMPLE

1

1, 270.0, 2000.0, 3500.0, 3810.0, 762.0, 762.0

-1, .1981E+14, .8003E+04, .3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683
.3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683

Repita lo mismo para cada columna tipo, empezando con ICTYPE (SET D3). Cuando termine vaya al SET E.

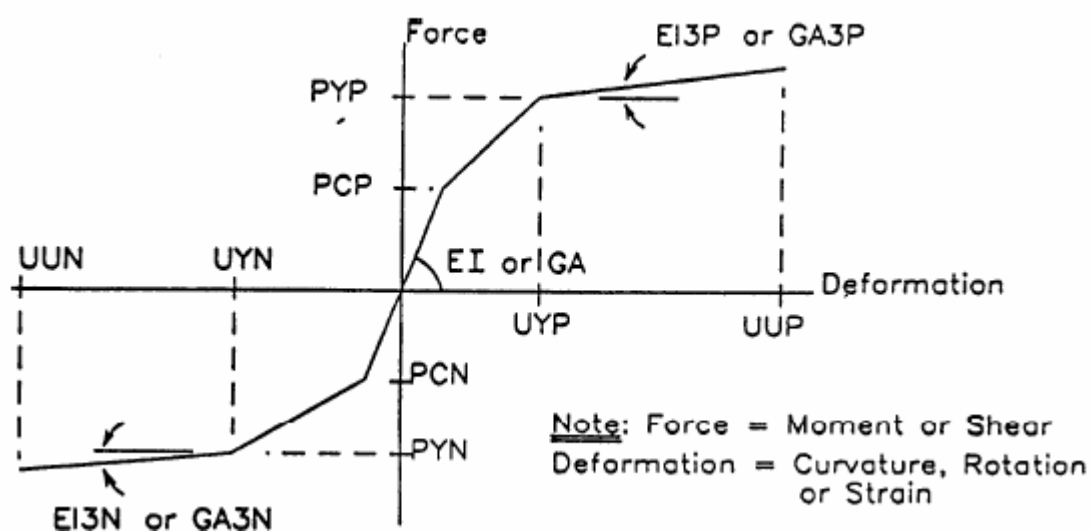


Figura C 9. Notación para el ingreso de envolventes trilineales por parte del usuario

D3(b): ICTYPE = 2; GRUPO DE DATOS PARA ELEMENTOS VIGA-COLUMNNA DE GRAN ALTURA (Ver figura C9)

- Adicione las propiedades por cortante al SET D3(a)
- Para propiedades por cortante

KHYSC, GA, PCP, PYP, UYP, UUP, EI3P

PCN, PYN, UYN, UUN, EI3N

<i>Descripción</i>	KHYSC:	Número de la regla histerética
	GA:	Rigidez cortante (módulo de cortante*área de cortante)
	PCP:	Cortante de agrietamiento (positivo). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 99% de PYP)
	PYP:	Cortante de fluencia (positivo)
	UYP:	Deformación unitaria de fluencia (positiva). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 102% de PCP/EI asegurando una pendiente después del agrietamiento < pendiente

	después de la fluencia)
UUP:	Deformación unitaria última (positiva)
EI3P:	Rigidez por cortante después de la fluencia (positiva) como % de la rigidez elástica
PCN:	Cortante de agrietamiento (negativo)
PYN:	Cortante de fluencia (negativo)
UYN:	Deformación unitaria de fluencia (negativa)
UUN:	Deformación unitaria última (negativa)
EI3N:	Rigidez por cortante después de la fluencia (negativa) como % de la rigidez elástica

Notas: Todas las cantidades negativas (PCN, PYN; UYN, UUN, EI3N) deben ser ingresadas como positivas

EXAMPLE

2

1, 270.0, 2000.0, 3500.0, 3810.0, 762.0, 762.0

-1, .1981E+14, .8003E+04, .3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683
.3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683

2, 5.543E+06, 3000.0, 5000.0, 0.0058, 0.1, 0.5
3000.0, 5000.0, 0.0058, 0.1, 0.5

Para consideraciones sin comportamiento histerético de la fuerza cortante (rigidez por cortante constante), los siguientes valores para las propiedades cortantes son recomendados:

$$PUP = [PYP + (UUP - UYP) * (EI3P / 100) * EI]_{\text{momento-curvatura}}$$

$$PUN = [PYN + (UUN - UYN) * (EI3N / 100) * EI]_{\text{momento-curvatura}}$$

$$PCP_{(\text{cor tan te})} > (PUP_T + PUP_B) / \text{Longitud\_elemento}; (T = \text{sección arriba}, B = \text{sección abajo})$$

$$PCN_{(\text{cor tan te})} > (PUN_T + PUN_B) / \text{Longitud\_elemento}; (T = \text{sección arriba}, B = \text{sección abajo})$$

$$PYP_{(cor\ tan\ te)} = 1.2 * PCP_{(cor\ tan\ te)}; PYN_{(cor\ tan\ te)} = 1.2 * PCN_{(cor\ tan\ te)}$$

$$UYP_{(cor\ tan\ te)} = 1.5 * PCP_{(cor\ tan\ te)} / GA; UYN_{(cor\ tan\ te)} = 1.5 * PCN_{(cor\ tan\ te)} / GA$$

$$UUP_{(cor\ tan\ te)} = 2.0 * UYP_{(cor\ tan\ te)}; UUN_{(cor\ tan\ te)} = 2.0 * UYN_{(cor\ tan\ te)}$$

$$EI3P_{(cor\ tan\ te)} = 1.0; EI3N_{(cor\ tan\ te)} = 1.0$$

Repita para cada columna tipo, empezando con ICTYPE (SET D3). Cuando termine vaya al SET E.

SET E: PROPIEDADES DE LAS VIGAS

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene vigas)

- Datos de control

USER_TEXT

IUBEM

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IUBEM: Tipo de entrada de datos para las vigas: 0; Dimensiones de la sección y detalles del refuerzo (cálculo interno de la envolvente momento curvatura) 1; Envolvente Momento (Cortante) – Curvatura (Deformación unitaria) definida por el usuario

SI IUBEM = 1, VAYA AL SET E2

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Para cada viga tipo (MBEM), ingrese lo siguiente:

IBTYPE

Si IBTYPE = 1 utilice el SET E1(a), si IBTYPE = 2 utilice el SET E1(b)

<i>Descripción</i>	IBTYPE:	Tipo de viga
		1; viga regular
		2; viga de gran altura (Utilizar el ingreso de datos del SET E2 es preferible)

LEA LOS DATOS DEL SET E1(a) O SET E1(b) (Ver abajo)

VAYA AL SET F CUANDO TERMINE LA ENTRADA DE DATOS DE TODAS LAS VIGAS TIPO

E1(a): IBTYPE = 1; GRUPO DE DATOS PARA VIGAS REGULARES (Ver figura C10)

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT:	Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

Para cada tipo de sección ingrese los siguientes datos:

- Datos generales

KB, IMC, IMS, AMLB, RAMB1, RAMB2

- Sección izquierda

KHYSB, D, B, BSL, TSL, BC, AT1, AT2, HBD, HBS

- Sección derecha

Si KHYSB para la sección izquierda se ingresa con signo negativo, las secciones se asumen simétricas (iguales), por lo tanto, no ingrese datos para la sección derecha. Si las secciones no son simétricas, ingrese los datos para la sección derecha empezando con KHYSB, como se hizo arriba para la sección izquierda.

<i>Descripción</i>	KB:	Número del grupo de vigas tipo
	IMC:	Número del tipo de concreto
	IMS:	Número del tipo de acero

AMLB:	Longitud de la viga
RAMB1:	Longitud de la zona rígida (izquierda)
RAMB2:	Longitud de la zona rígida (derecha)
KHYSB:	Número de la regla histerética (puede ser negativo)*
D:	Altura total**
B:	Ancho de la base**
BSL:	Ancho efectivo de la losa (aleta)**
TSL:	Espesor de la losa (aleta)**
BC:	Recubrimiento al centroide de las barras de refuerzo
AT1:	Área de las barras inferiores
AT2:	Área de las barras superiores
HBD:	Diámetro de las barras de confinamiento (estribos)
HBS:	Espaciamiento de los estribos

*Notas: * Un valor de entrada para KHYSB con signo negativo para la sección izquierda resultará en la asignación de valores simétricos (iguales) a la sección derecha.*

*** Para una viga rectangular D es la altura total, B = BSL y TLS = 0*

Repita lo mismo para cada viga tipo empezando con IBTYPE. Cuando termine vaya el SET F.

EXAMPLE

1

1, 1, 1, 2159.0, 1079.0, 0.0

-1, 1524.0, 254.0, 254.0, 0.0, 20.0, 774.192, 774.192, 5.0, 150.0

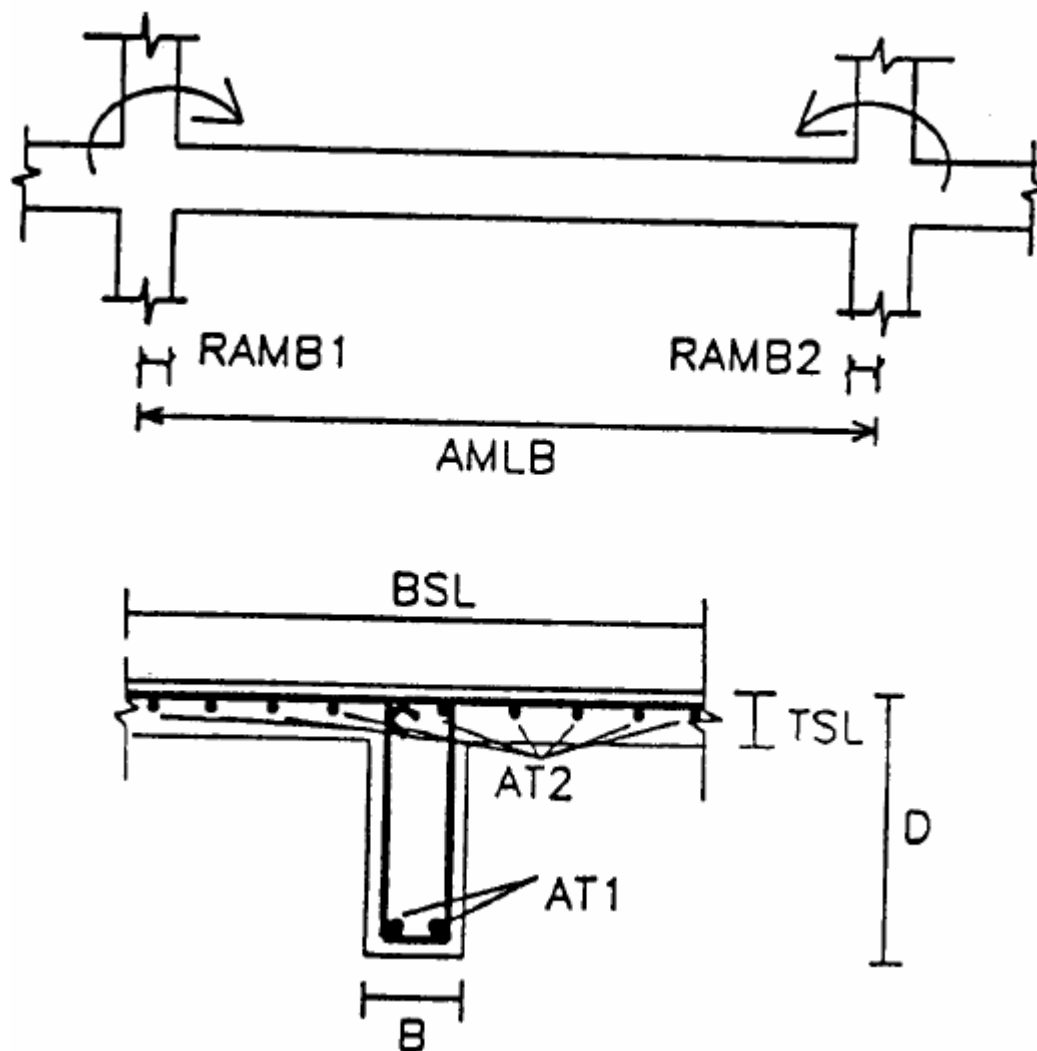


Figura C 10. Detalle de la entrada de datos para secciones viga-losa

E1(b): IBTYPE = 2; GRUPO DE DATOS PARA VIGAS DE GRAN ALTURA

- Adicione el número de la regla histerética en el SET E1(a)

KHYSB

<i>Descripción</i>	KHYSB:	Número de la regla histerética

Repita lo mismo para cada viga tipo empezando con IBTYPE. Cuando termine, vaya al SET F.

Si KHYSB para la sección izquierda se ingresa con signo negativo, las secciones se asumen simétricas (iguales), por lo tanto, no ingrese datos para la sección derecha. Si las secciones no son simétricas, ingrese los datos para la sección derecha empezando con KHYSB, como se hizo arriba para la sección izquierda.

<i>Descripción</i>	KB:	Número del grupo de vigas tipo
	AMLB:	Longitud de la viga
	RAMB1:	Brazo rígido (izquierda)
	RAMB2:	Brazo rígido (derecha)
	KHYSB:	Número de la regla histerética (puede ser negativo)*
	EI:	Rigidez inicial por flexión
	PCP:	Momento de agrietamiento (positivo). (Cuando utilice el modelo bilineal use el 99% de PYP)
	PYP:	Momento de fluencia (positivo)
	UYP:	Curvatura de fluencia (positiva). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 102% de PCP/EI asegurando que la pendiente después del agrietamiento < pendiente después de la fluencia)
	UUP:	Curvatura última (positiva)
	EI3P:	Rigidez por flexión después de la fluencia (positiva) como % de la rigidez elástica
	PCN:	Momento de agrietamiento (negativo)
	PYN:	Momento de fluencia (negativo)
	UYN:	Curvatura de fluencia (negativa)
	UUN:	Curvatura última (negativa)
	EI3N:	Rigidez por flexión después de la fluencia (negativa como % de la rigidez elástica)

*Nota: * Un valor para KHYSB con signo negativo para la sección izquierda resultará en la asignación de valores simétricos (iguales) para la sección derecha.*

Repita lo mismo para cada viga tipo, empezando con IBTYPE (SET E2). Cuando termine vaya al SET F.

EXAMPLE**I**

1, 3810.0, 762.0, 762.0

-1, .1981E+14, .3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683

.3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683

E2(b): IBTYPE = 2; GRUPO DE DATOS PARA VIGAS DE GRAN ALTURA (Ver figura C9)

- Agregue propiedades de cortante en el SET E2(a)
- Para las propiedades de cortante:

KHYSB, GA, PCP, PYP, UYP, UUP, EI3P

PCN, PYN, UYN, UUN, EI3N

<i>Descripción</i>	KHYSC:	Número de la regla histerética
	GA:	Rigidez cortante (módulo de cortante*área de cortante)
	PCP:	Cortante de agrietamiento (positivo). (Cuando utilice el modelo bilineal , use el 99% de PYP)
	PYP:	Cortante de fluencia (positivo)
	UYP:	Deformación unitaria de fluencia (positiva). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 102% de PCP/EI asegurando una pendiente después del agrietamiento < pendiente después de la fluencia)

UUP:	Deformación unitaria última (positiva)
EI3P:	Rigidez por cortante después de la fluencia (positiva) como % de la rigidez elástica
PCN:	Cortante de agrietamiento (negativo)
PYN:	Cortante de fluencia (negativo)
UYN:	Deformación unitaria de fluencia (negativa)
UUN:	Deformación unitaria última (negativa)
EI3N:	Rigidez por cortante después de la fluencia (negativa) como % de la rigidez elástica

Nota: Todas las cantidades negativas (PCN, PYN, UYN, UUN, EI3N) deben ser ingresadas como positivas.

EXAMPLE

2

1, 3810.0, 762.0, 762.0

-1, .1981E+14, .3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683
 .3112E+07, .5658E+07, .8516E-06, .2725E-03, 0.3683

2, 5.543E+06, 3000.0, 5000.0, 0.0058, 0.1, 0.5
 3000.0, 5000.0, 0.0058, 0.1, 0.5

Para consideraciones sin comportamiento histerético de la fuerza cortante (rigidez por cortante constante), los siguientes valores para las propiedades cortantes son recomendados:

$$PUP = [PYP + (UUP - UYP) * (EI3P / 100) * EI]_{\text{momento-curvatura}}$$

$$PUN = [PYN + (UUN - UYN) * (EI3N / 100) * EI]_{\text{momento-curvatura}}$$

$$PCP_{(cor\ tan\ te)} > (PUP_R + PUP_L) / Longitud\_elemento; (R = \text{lado derecho}, L = \text{lado izquierdo})$$

$$PCN_{(cor\ tan\ te)} > (PUN_R + PUN_L) / Longitud\_elemento; (R = \text{lado derecho}, L = \text{lado izquierdo})$$

$$PYP_{(cor\ tan\ te)} = 1.2 * PCP_{(cor\ tan\ te)}; PYN_{(cor\ tan\ te)} = 1.2 * PCN_{(cor\ tan\ te)}$$

$$UYP_{(cor\ tan\ te)} = 1.5 * PCP_{(cor\ tan\ te)} / GA; UYN_{(cor\ tan\ te)} = 1.5 * PCN_{(cor\ tan\ te)} / GA$$

$$UUP_{(cor\ tan\ te)} = 2.0 * UYP_{(cor\ tan\ te)}; UUN_{(cor\ tan\ te)} = 2.0 * UYN_{(cor\ tan\ te)}$$

$$EI3P_{(cor\ tan\ te)} = 1.0 ; EI3N_{(cor\ tan\ te)} = 1.0$$

Repita para cada viga tipo, empezando con IBTYPE (SET E2). Cuando termine vaya al SET F.

SET F: PROPIEDADES DE LOS MUROS ESTRUCTURALES (Vea las figuras C11 y C12)

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene muros estructurales)

- Datos de control

USER_TEXT

IUWAL

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IUWAL: Tipo de entrada de datos para las vigas: 0; Dimensiones de la sección y detalles del refuerzo (cálculo interno de la envolvente momento curvatura) 1; Envolvente Momento (Cortante) – Curvatura (Deformación unitaria) definida por el usuario

SET F.1 GRUPOS DE DIMENSIONES DE LAS SECCIONES DE LOS MUROS ESTRUCTURALES

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

Para cada tipo de sección ingrese los siguientes datos:

- Datos generales

KW, IMC, KHYSW(1), KHYSW(2), KHYSW(3), AN, AMLW, NSECT

- Para cada una de las NSECT secciones, la entrada es la siguiente:

KS, IMS, DWAL, BWAL, PT, PW

<i>Descripción</i>	KW	Número del grupo de muros estructurales tipo
	IMC	Número del tipo de concreto
	KHYSW(1)	Número de la regla histerética (abajo)
	KHYSW(2)	Número de la regla histerética (arriba)
	KHYSW(3)	Número de la regla histerética (corte)
	AN	Carga Axial
	AMLW	Altura del muro estructural
	NSECT	Número de secciones
	KS	Número de la sección
	IMS	Número del tipo de acero
	DWAL	Altura de la sección
	BWAL	Ancho de la sección
	PT	Cociente de refuerzo vertical
	PW	Cociente de refuerzo horizontal

Repetir para cada tipo de muro empezando con los datos generales; cuando termine vaya al SET G

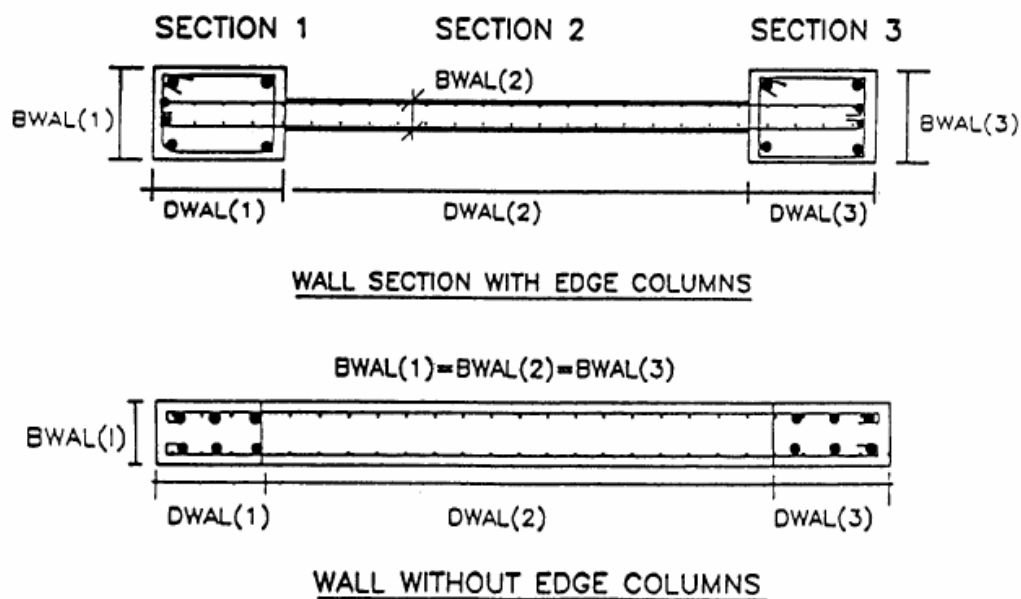


Figura C 11. Detalles de entrada típicos para secciones de muros estructurales

SET F.2 GRUPOS DE PROPIEDADES ENTRADAS POR EL USUARIO (Ver figura C.9)

Texto de referencia

USER_TEXT

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

Para cada tipo de sección ingrese los siguientes datos:

- Datos generales

KW, AMLW, EAW

- Flexión abajo

KSYSW, EI, PCP, PYP, UYP, UUP, EI3P, PCN, PYN, UYN, UUN, EI3N

- Flexión Arriba

Si KHYSW para la sección de abajo tiene un valor negativo, la sección es simétrica, y no se requieren datos de la sección arriba, de otra forma repetir como arriba empezando con KHYSW.

- Corte

KHYSW, GA, PCP, PYP, UYP, UUP, GA3P, PCN, PYN, UYN, UUN, GA3N

<i>Descripción</i>	KW	Número del grupo de muros estructurales tipo
	AMLW	Número del tipo de concreto
	EAW	
	Datos para propiedades a flexión	
	KHYSW	Número de la regla histerética (podría ser negativo)
	EI	Rigidez a flexión inicial
	PCP:	Momento de agrietamiento (positivo). (Cuando utilice el modelo bilineal use el 99% de PYP)
	PYP:	Momento de fluencia (positivo)
	UYP:	Curvatura de fluencia (positiva). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 102% de PCP/EI asegurando que la pendiente después del agrietamiento < pendiente después de la fluencia)
	UUP:	Curvatura última (positiva)
	EI3P:	Rigidez por flexión después de la fluencia (positiva) como % de la rigidez elástica
	PCN:	Momento de agrietamiento (negativo)
	PYN:	Momento de fluencia (negativo)
	UYN:	Curvatura de fluencia (negativa)
	UUN:	Curvatura última (negativa)
	EI3N:	Rigidez por flexión después de la fluencia (negativa como % de la rigidez elástica)
	Datos para propiedades a cortante	
	KHYSW	Número de la regla histerética
	GA:	Rigidez cortante (módulo de cortante*área de cortante)
	PCP:	Cortante de agrietamiento (positivo). (Cuando

	utilice el modelo bilineal , use el 99% de PYP)
PYP:	Cortante de fluencia (positivo)
UYP:	Deformación unitaria de fluencia (positiva). (Cuando utilice el modelo bilineal, use el 102% de PCP/EI asegurando una pendiente después del agrietamiento < pendiente después de la fluencia)
UUP:	Deformación unitaria última (positiva)
GA3P:	Rigidez por cortante después de la fluencia (positiva)
PCN:	Cortante de agrietamiento (negativo)
PYN:	Cortante de fluencia (negativo)
UYN:	Deformación unitaria de fluencia (negativa)
GA3N:	Rigidez por cortante después de la fluencia (negativa)

Repetir para cada tipo de muro empezando con los datos generales; cuando termine vaya al SET G

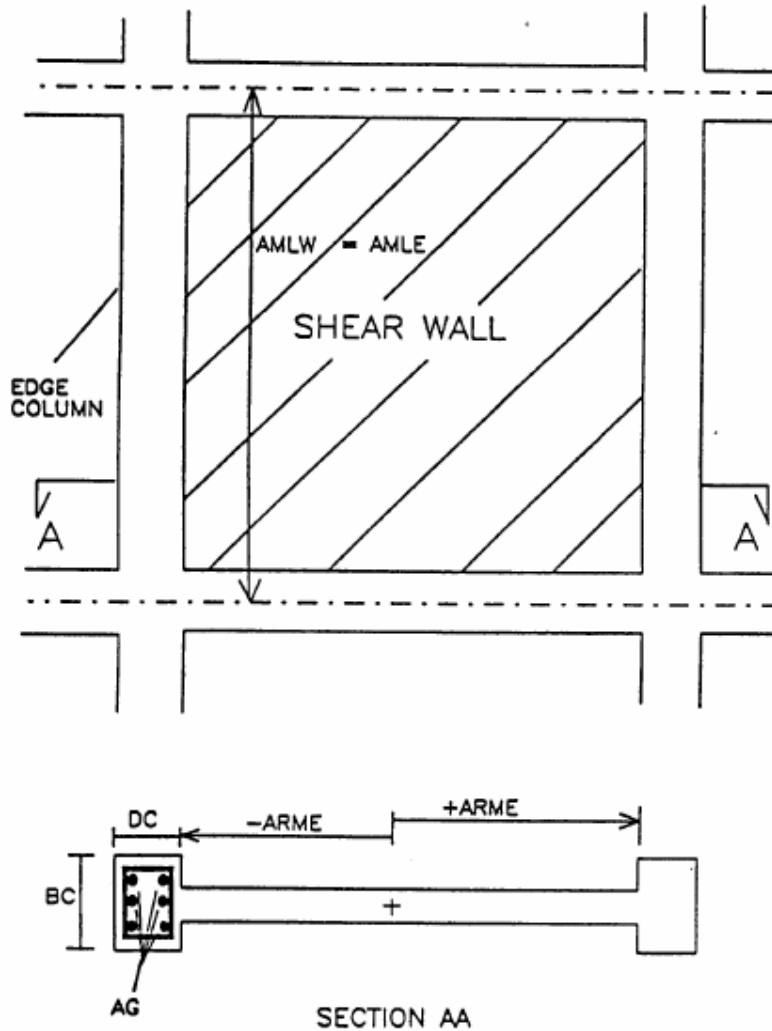


Figura C 12. Detalles de un muro estructural y un elemento de borde

SET G: PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS DE BORDE (Vea la figura C12)

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene elementos de borde)

No repita el ingreso de datos de los elementos de borde si ya los ingresó con los datos de los muros estructurales.

- Texto de referencia

USER_TEXT

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Datos de los elementos de borde (ingrese una línea por cada elemento de borde tipo MEDG)

KE, IMC, IMS, AN, DC, BC, AG, AMLE, ARME

<i>Descripción</i>	KE:	Número del grupo de elementos de borde
	IMC:	Número del tipo de concreto
	IMS:	Número del tipo de acero
	AN:	Carga axial
	DC:	Altura de la sección del elemento de borde
	BC:	Ancho de la sección del elemento de borde
	AG:	Área grossa de las barras principales
	AMLE:	Longitud del elemento
	ARME:	Longitud del brazo

Repita para cada uno de los MEDG elementos de borde empezando con KE.

SET H: PROPIEDADES DE LAS VIGAS TRANSVERSALES (Vea la figura C13)

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene vigas transversales o si las vigas son idénticas)

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT:	Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Datos de las vigas transversales (una línea para cada una de las MTRN vigas transversales tipo)

KT, AKV, ARV, ALV

<i>Descripción</i>	KT:	Número del grupo de vigas transversales
	AKV:	Rigidez vertical
	ARV:	Rigidez torsional
	ALV:	Longitud del brazo

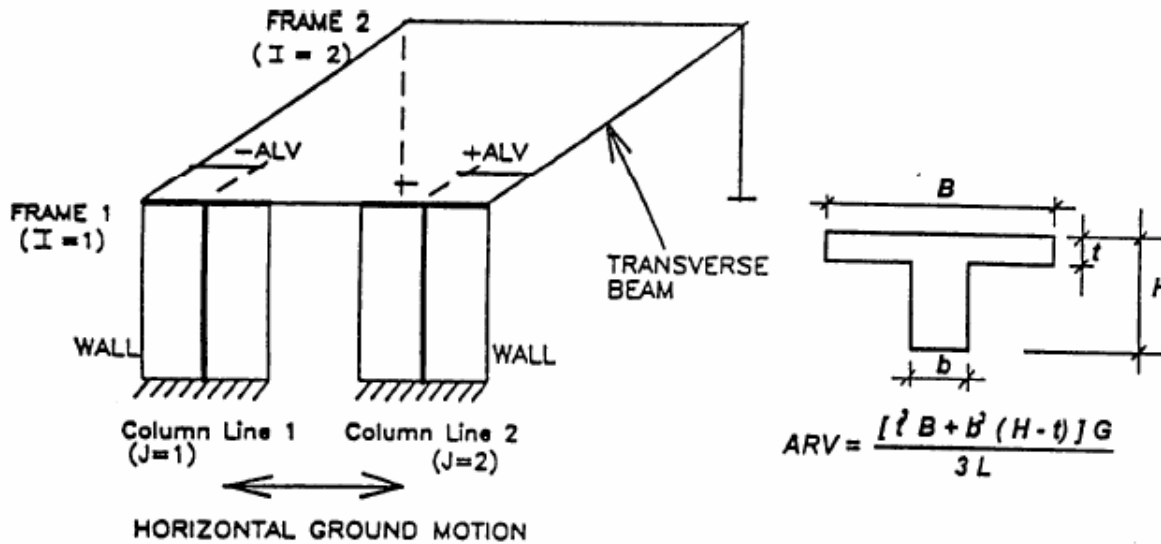


Figura C 13. Entrada para vigas transversales

- Notas: 1. Se asume que los elementos transversales permanecen elásticos. El grado de arreglo en los extremos dependerá del estado del nodo y del estado de los miembros que llegan al nodo antes y durante la aplicación de la carga. Si se espera que toda la región permanezca elástica, entonces la rigidez vertical se debe calcular como: $AKV = 12EI/L^3$. En el caso extremo de que uno de los extremos no transmita rigidez debido a la fluencia de los miembros que llegan al nodo o deterioro de éste, entonces $AKV = 3EI/L^3$. Un valor intermedio es una buena aproximación.
2. Si existen pórticos repetidos, se debe ser muy cuidadoso especificando las propiedades de las vigas transversales. El programa multiplica los valores de entrada por el número de pórticos repetidos a los cuales están amarrados. Por ejemplo, para los pórticos mostrados en la figura C1, $NDUP(1) = NDUP(2) = 2$. El programa multiplicará los valores de rigidez ingresados por $(NDUP(1) + NDUP(2)) = 4$. Por lo tanto las rigideces de entrada deben ser modificadas para tener en cuenta este efecto. Si el modelamiento de las vigas transversales no es una parte crucial del análisis, el uso de pórticos repetidos debe ser evitado.

SET L: CONECTIVIDAD DE ELEMENTOS

Notas: La conectividad de los elementos se establece mediante tres localizadores posicionales descritos en la figura C1. El nivel de piso, el número del pórtico y la línea de columna. El localizador de posición L (o nivel de piso) varía desde 0 hasta el número de pisos; el localizador de posición I (o número del pórtico) varía desde 1 hasta el número de pórticos y el localizador J varía desde 1 hasta el número de posiciones NVL (líneas de columna) por pórtico. NVLN puede ser diferente para cada pórtico, siendo información local. La estructura hipotética mostrada abajo se utiliza para mostrar el formato de entrada. Sólo se presentan datos representativos de grupos de elementos.

Element Type	Number	Type	IC	JC	LBC	LTC
COLUMNS	1	1	1	1	3	4
	2	2	1	2	3	4
	10	8	1	4	0	2
BEAMS	Number	Type	LB	IB	JLB	JRB
	1	1	4	1	1	2
	2	2	4	1	2	3
	6	3	3	1	3	4
WALLS	Number	Type	IW	JW	LBW	LTW
	1	1	1	3	3	4
	2	2	1	3	2	3

SET L1: CONECTIVIDAD DE COLUMNAS (Ver figura C14)

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene columnas)

- Texto de referencia

USER_TEXT

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Conectividad de columnas (una línea para cada una de las NCOL columnas)

M, ITC, IC, JC, LBC, LTC

Descripción **M:** Número de la columna

ITC:	Número de la columna tipo
IC:	Número del pórtico
JC:	Número de la línea de columna
LBC:	Nivel de piso en la base de la columna
LTC:	Nivel de piso en el extremo superior de la columna

Nota: El ingreso de datos se requiere para cada una de las NCOL columnas

SET L2: CONECTIVIDAD DE VIGAS (Ver figura C14)

(Ignore este entrada de datos si la estructura no tiene vigas)

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Conectividad de vigas (una línea para cada una de las NBEM vigas)

M, ITB, LB, IB, JLB, JRB

<i>Descripción</i>	M: Número de la viga
	ITB: Número de la viga tipo
	LB: Nivel de piso
	IB: Número del pórtico
	JLB: Línea de columna en la parte izquierda de la viga
	JRB: Línea de columna en la parte derecha de la viga

Nota: El ingreso de datos se requiere para cada una de las NBEM vigas.

SET L3: CONECTIVIDAD DE MUROS ESTRUCTURALES (Ver figura C14)

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene muros estructurales)

- Texto de referencia

USER_TEXT

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Conectividad de muros estructurales (una línea para cada uno de los NWAL muros estructurales)

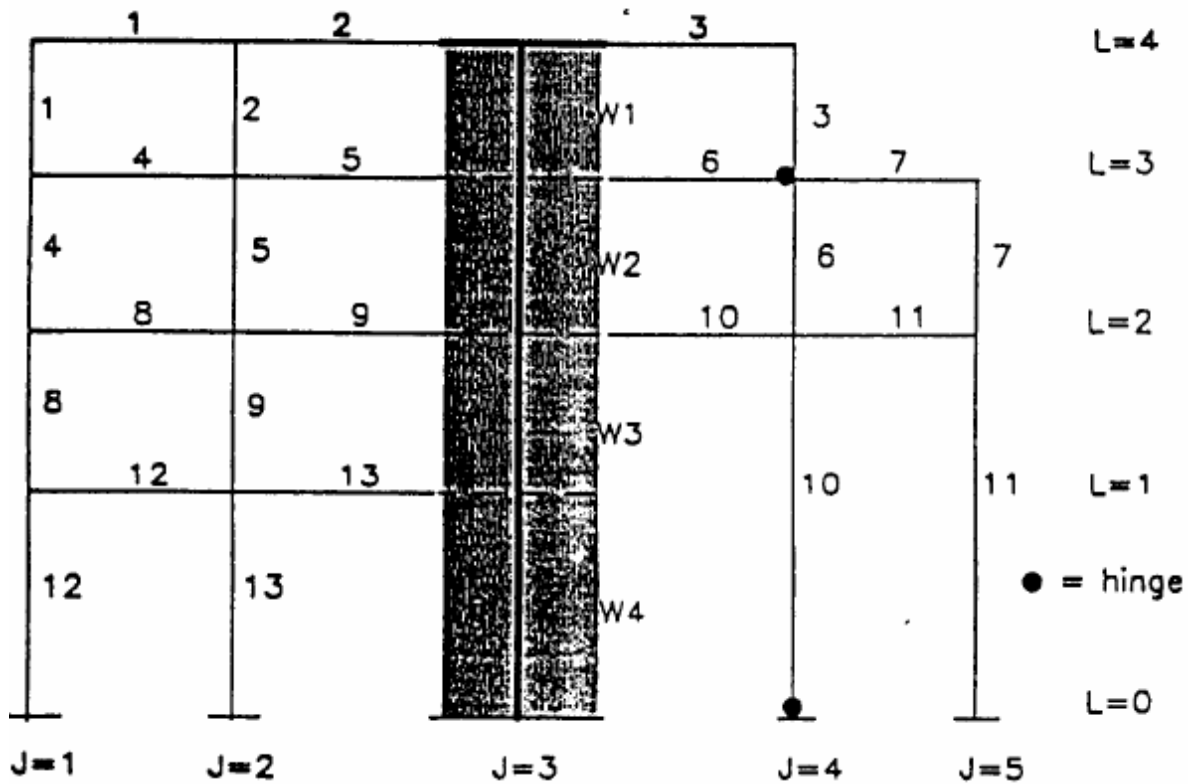
M, ITW, IW, JW, LBW, LTW

<i>Descripción</i>	M:	Número del muro estructural
	ITW:	Número del muro estructural tipo
	IW:	Número del pórtico
	JW:	Número de la línea de columna
	JBW:	Nivel del piso en la base del muro
	JTW:	Nivel de piso en el extremo superior del muro

Nota: El ingreso de datos se requiere para cada uno de los NWAL muros estructurales.

SET L4: CONECTIVIDAD DE ELEMENTOS DE BORDE

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene elementos de borde)



Element Type	Number	Type	IC	JC	LBC	LTC
COLUMNS	1	1	1	1	3	4
	2	2	1	2	3	4
	10	8	1	4	0	2
BEAMS	Number	Type	LB	IB	JLB	JRB
	1	1	4	1	1	2
	2	2	4	1	2	3
	6	3	3	1	3	4
WALLS	Number	Type	IW	JW	LBW	LTW
	1	1	1	3	3	4
	2	2	1	3	2	3

- Texto de referencia

USER_TEXT

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Conectividad de los elementos de borde (una línea para cada uno de los NEDG elementos de borde)

M, ITE, IE, JE, LBE, LTE

<i>Descripción</i>	M:	Número del elemento de borde
	ITE:	Número del elemento de borde tipo
	IE:	Número del pórtico
	JE:	Número de la línea de columna
	LBE:	Nivel de piso en la base del elemento de borde
	LTE:	Nivel de piso en el extremo superior del elemento de borde

SET L5: CONECTIVIDAD DE VIGAS TRANSVERSALES

(Ignore esta entrada de datos si la estructura no tiene vigas transversales)

- Texto de referencia

USER_TEXT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT:	Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

- Conectividad de las vigas transversales (una línea para cada una de las NTRN vigas transversales)

M, ITT, LT, IWT, JWT, IFT, JFT

<i>Descripción</i>	M:	Número de la viga transversal
	ITT:	Número de la viga transversal tipo
	LT:	Nivel de piso
	IWT:	Número del pórtico de origen de la viga transversal*
	JWT:	Línea de columna de origen de la viga transversal*
	IFT:	Número del pórtico del muro o columna que se une (con la viga transversal)

JFT: Línea de columna del muro o columna que se une (con la viga transversal)

*Nota: *Para conexiones viga-muro, IWT y JWT se refieren a los localizadores I, J del muro.*

SET M: OPCIONES DE ANÁLISIS

- Datos generales

USER_TEXT

IOPT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto IOPT: Opciones de análisis: 0, STOP (modo de chequeo de datos) 1, para <u>Análisis Estático Inelástico Incremental</u> (con cargas estáticas si se especifican) 2, para <u>Análisis Pushover</u> incluyendo cargas estáticas (si se especifican) 3, para <u>Análisis Dinámico Inelástico</u> incluyendo cargas estáticas (si se especifican) 4, para <u>Análisis cíclico Cuasi-estático</u> incluyendo cargas estáticas (si se especifican)

Notas: Generalmente es aconsejable utilizar el modo “chequeo de datos” cuando se quiere correr por primera vez un grupo de datos. El programa sólo desarrolla un chequeo de datos mínimo. Las gráficas de elevación estructural generadas por IDARC ayudan a identificar errores en las

especificaciones de conectividad de elementos. Debido a que IDARC imprime todos los datos de entrada casi inmediatamente los lee, la tarea de detectar la(s) fuente(s) de error es generalmente expedita. También es importante revisar los datos de salida generados por el programa, especialmente las propiedades de la sección tales como la rigidez por flexión y el momento de fluencia. La OPCIÓN 1 permite un análisis estático no lineal independiente. Las cargas estáticas se ingresan en el SET M1. En las OPCIONES 2-4 se puede tener en cuenta las cargas estáticas a largo plazo (cargas vivas y muertas) que se ingresan en el SET M1.

SET M1: CARGAS ESTÁTICAS A LARGO PLAZO

- Información de control

USER_TEXT

NLU, NLJ, NLM, NLC

<i>Descripción</i>	USER_TEXT:	Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NLU:	Número de vigas uniformemente cargadas
	NLJ:	Número de nodos lateralmente cargados
	NLM:	Número de momentos modales especificados
	NLC:	Número de cargas verticales concentradas

Nota: Esta información es requerida para todas las opciones de análisis

- Análisis de cargas a largo plazo (sólo cuando las cargas existen)

JSTP, IOCRL

<i>Descripción</i>	JSTP:	Número de pasos incrementales en los cuales se aplican las cargas estáticas (por defecto el programa asigna 1)
	IOCRL:	Número de pasos entre los que el programa

muestra los resultados (si IOCRL = 0, solo se muestran los resultados finales; si IOCRL = 2 se mostrarán los resultados cada dos pasos, y así para cualquier número hasta JSTP)

Notas: Las cargas vivas y muertas que existan antes de la aplicación de las cargas sísmicas o cíclicas cuasi-estáticas pueden ser ingresadas en esta sección. Tales cargas por lo general se especifican como cargas uniformemente distribuidas en las vigas. También se encuentra disponible la opción para análisis de cargas laterales y cargas nodales (momentos). Cuando se utilice en conjunto con cualquiera de las opciones 2-4, las fuerzas resultantes son tenidas en los diferentes tipos de análisis. Esas cargas son utilizadas para calcular los esfuerzos de curvatura iniciales y no afectan las cargas axiales. Los esfuerzos son calculados mediante un análisis global de la estructura (las cargas uniformes en las vigas son automáticamente consideradas en las columnas).

- Datos para las vigas uniformemente cargadas (Ignore esta sección si NLU = 0)

USER_TEXT

Ingresa NLU líneas de datos como sigue:

IL, IBN, FU

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
IL:	Número de la carga (número de vigas cargadas uniformemente)
IBN:	Número de la viga
FU:	Magnitud de la carga (fuerza/longitud)

- Nodos cargados lateralmente (Ignore esta sección si NLJ = 0)

USER_TEXT

Ingrese NLJ líneas de datos como sigue:

IL, LF, IF, FL

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
IL:	Número de la carga (número de nodos cargados lateralmente)
LF:	Número del nivel de piso
IF:	Número del pórtico
FL:	Magnitud de la carga

- Datos de los momentos nodales (Ignore esta sección si NLM = 0)

USER_TEXT

Ingrese NLM líneas de datos como sigue (vea la figura C10 para la convención del signo del momento en vigas):

IL, IBM, FM1, FM2

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
IL:	Número de la carga (número de nodos cargados)
IBM:	Número de la viga
FM1:	Momento nodal (izquierda)
FM2:	Momento nodal (derecha)

- Datos de las cargas verticales concentradas (Ignore esta sección si NLC = 0)

USER_TEXT

Ingrese NLC líneas de datos como sigue:

IL, IFV, LV, JV, FV

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
IL:	Número de la carga (número de columnas cargadas)

IFV:	Número del pórtico
LV:	Número del nivel de piso
JV:	Número de la línea de columna
FV:	Magnitud de la fuerza nodal externa

SI IOPT = 2, VAYA AL SET M2

SI IOPT = 3, VAYA AL SET M3

SI IOPT = 4, VAYA AL SET M4

SET M2: ANÁLISIS PUSHOVER (sólo para IOPT = 2)

- Datos generales

USER_TEXT

JOPT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	JOPT: Opciones del análisis pushover: 1, Pushover con control de fuerzas 2, Pushover con control de desplazamientos

PARA JOPT = 2, VAYA AL SET M2.2

SET M2.1: Entrada de datos para el pushover con control de fuerzas

(Sólo si JOPT = 1)

- Datos de control

USER_TEXT

ITYP

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	ITYP: Opciones para distribución de carga lateral: 1 para distribución lineal (triángulo invertido)

- 2 para distribución uniforme
- 3 para distribución modal adaptativa
- 4 para distribución definida por el usuario
- 5 para distribución proporcional a un exponente de elevación de piso

PARA ITYP = 4 VAYA AL SET M2.2

- Criterio de detención

PMAX, MSTEPS, DRFLIM

<i>Descripción</i>	PMAX:	Coefficiente de cortante basal último (fuerza cortante basal/peso total de la edificación)
	MSTEPS:	Número de pasos para alcanzar PMAX
	DRFLIM:	Límite superior para el desplazamiento en el último piso de la estructura (porcentaje del edificio)

- Número de modos para la opción modal adaptativa (sólo si ITYP = 3)

NMOD, POWER1, POWER2

<i>Descripción</i>	NMOD:	Número de modos utilizados en el análisis pushover modal adaptativo
	POWER1:	Exponente para la norma en el análisis pushover modal adaptativo
	POWER2:	Exponente para la altura de piso en el análisis pushover modal adaptativo

- Exponente para distribución lateral (sólo si ITYP = 5)

EXPK

<i>Descripción</i>	EXPK:	Exponente para la elevación de piso

Nota: Las fuerzas laterales en el piso “i” son proporcionales al peso de piso (W_i), la elevación de piso (h_i) y al exponente $EXPK$, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{W_i h_i^{EXPK}}{\sum_{i=1}^{NSO} W_i h_i^{EXPK}}$$

La distribución exponencial tendrá en cuenta los efectos de los modos más altos en la respuesta. Si $EXPK < 0$ se calcula un valor por defecto que es función del periodo fundamental de la estructura (T):

$$1.0 \leq EXPK = 1 + \frac{T - 0.5}{2} \leq 2.0$$

Vaya al SET N

SET M2.2: Entrada de datos para el pushover con control de desplazamientos (o control de fuerzas, con distribución lateral de fuerzas definida por el usuario)

(SÓLO SI JOPT = 2 O JOPT = 1 Y ITYP = 4)

- Datos de control de desplazamiento (o control de fuerza definida por el usuario):

USER_TEXT

NLDED

NSTLD(1), NSTLD(2), ..., NSTLD(NLDED)

PX(1), PX(2), ..., PX(NLDED)

MSTEPS, DRFLIM

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NLDED: Número de pisos cargados (niveles)
	NSTLD(i): Lista de pisos cargados
	PX(i): Lista de fuerzas/desplazamientos máximos aplicados en los pisos (niveles) cargados

MSTEPS:	Número de pasos para alcanzar cada fuerza/desplazamiento último
DRFLIM:	Límite superior para el desplazamiento en el último piso de la estructura (como porcentaje de la altura del edificio)

Vaya al SET N

SET M3: PARÁMETROS DE CONTROL DEL ANÁLISIS DINÁMICO (sólo para IOPT = 3)

- Datos de control:

USER_TEXT

GMAXH, GMAXV, DTCAL, TDUR, DAMP, ITDMP

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	GMAXH: Aceleración horizontal pico (g)
	GMAXV: Aceleración vertical pico (g)
	DTCAL: Intervalo de tiempo para el análisis de respuesta (segundos)
	TDUR: Duración total del análisis (segundos)
	DAMP: Coeficiente de amortiguamiento (% del crítico)
	ITDMP: Tipo de amortiguamiento estructural: 1 para amortiguamiento proporcional a la masa (por defecto) 2 para amortiguamiento proporcional a la rigidez 3 para amortiguamiento Rayleigh

Notas: 1. El acelerograma de entrada es escalado uniformemente para alcanzar la aceleración pico especificada. DTCAL no debe exceder el intervalo de

tiempo de entrada del sismo DTINP. Por lo general el análisis no lineal de la estructura es muy sensitivo a la selección de DTCAL, un valor de 0.005 se sugiere para edificios típicos, no obstante, un valor más pequeño puede ser necesario si se esperan cambios drásticos en la rigidez de los elementos o si la estructura consiste solo de pocos elementos. Valores más grandes pueden ser utilizados para transiciones suaves de la rigidez de los elementos. A menudo una inadecuada selección de este parámetro resultará en fuerzas desbalanceadas que pueden generar inestabilidades numéricas y la detención del programa cuando se está ejecutando, o reportar valores en el índice de daño extremadamente grandes ($DI > 3$) en algunos elementos.

2. El cociente (DTINP/DTCAL) debe ser un número entero.

3. TDUR puede ser menor que la duración total del sismo. Si TDUR es mayor que la duración total del sismo que se ingresa mediante un archivo, un análisis de vibración libre del sistema resultará para el tiempo restante.

- Datos de entrada para la onda (sismo)

USER_TEXT

IWV, NDATA, DTINP

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IWV: 0 si no se incluye la componente vertical del sismo 1 si se incluye la componente vertical del sismo
	NDATA: Número de puntos en el archivo de entrada del sismo
	DTINP: Intervalo de tiempo de entrada de datos del sismo

- Título de la onda (sismo)

NAMEW

<i>Descripción</i>	NAMEW:	Título alfa-numérico para el sismo, hasta 80 caracteres

- Nombre del archivo para la componente horizontal del sismo

WHFILE

<i>Descripción</i>	WHFILE:	Nombre del archivo (con extensión) desde el cual se lee la componente horizontal del registro del sismo. Nota: el nombre del archivo no debe exceder 12 caracteres. WINPH(I), I=1, NDATA Componente horizontal del sismo (NDATA puntos) NOTA: Estos datos son leídos del archivo WHFILE especificado en esta sección

- Nombre del archivo para la componente vertical del sismo (ignore esta entrada de datos si IWW = 0)

WVFILE

<i>Descripción</i>	WVFILE:	Nombre del archivo (con extensión) desde el cual se lee la componente vertical del registro del sismo. Nota: el nombre del archivo no debe exceder 12 caracteres. WINPV(I), I=1, NDATA Componente vertical del sismo (NDATA puntos) NOTA: Estos datos son leídos del archivo WVFILE especificado en esta sección

Notas: Los datos del acelerograma pueden ser ingresados en cualquier sistema de unidades. El acelerograma es escalado uniformemente para alcanzar los valores pico especificados de GMAXH y GMAXV.

Como los datos se leen en formato libre, tantas líneas como sean necesarias para leer todo el sismo deben ser ingresadas. Los datos del sismo también pueden ser ingresados secuencialmente (uno tras de otro) hasta el último punto (o NDATA).

Vaya al SET N

SET M4: ANÁLISIS CÍCLICO CUASI-ESTÁTICO (sólo para IOPT = 4)

- Datos para el Análisis Cuasi-estático

USER_TEXT

ICNTRL

NLDED

NSTLD(1), NSTLD(2), ..., NSTLD(NLDED)

NPTS

F(1,1), F(2,1), ..., F(NPTS, 1)

F(1,2), F(2,2), ..., F(NPTS, 2)

...

F(1, NLDED), F(2, NLDED), ..., F(NPTS, NLDED)

DTCAL

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	ICNTRL: Opción de análisis cíclico: 0, controlando la fuerza 1, controlando el desplazamiento
	NLDED: Número de niveles de piso en los cuales se aplica la fuerza o desplazamiento
	NSTLD(j): Lista de los niveles de piso en los cuales se aplica la fuerza o desplazamiento
	NPTS: Número de puntos a ser leídos en la historia de fuerza o desplazamiento
	F(i,j): Fuerza o desplazamiento "i", en el piso NSTLD(j)

DTCAL: Intervalo de análisis (fracción de cada intervalo de datos ingresada anteriormente)
El análisis es desarrollado cada (1/DTCAL) puntos interpolados de la historia de fuerza o desplazamiento ingresada anteriormente

SET N: CONTROL DE RESULTADOS

SET N1: RESULTADOS DE DEFORMACIONES, ESFUERZOS Y DAÑO

SET N1.1: Control de impresión de resultados pushover

(Sólo si el Análisis Pushover fue seleccionado en el SET M: IOPT = 2)

- Datos de control

USER_TEXT

NPRNT

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NPRNT: Número adicional de impresiones de datos de la respuesta estructural durante el Análisis Pushover (≤ 10)

Notas: 1. Los resultados en esta sección se escriben en el archivo "DEFORMED.OUT". Los desplazamientos de piso, y cocientes de esfuerzo de cada elemento se presentan en cada impresión de resultados.

2. Por defecto el programa siempre identificará la respuesta estructural en el primer agrietamiento, primero fluencia o primer colapso de una columna, viga o muro estructural.

- Cocientes (cortante basal/peso total y desplazamiento del último piso/altura total) para los cuales se requiere impresión de datos adicional

(Sólo si NPRNT > 0)

ITPRNT, UPRNT(1), UPRNT(2), ..., UPRNT(NPRNT)

<i>Descripción</i>	ITPRNT:	Tipo de cociente ingresado para imprimir resultados: 1 si se especifica Cortante basal/Peso total 2 si se especifica Desplazamiento del último piso/Altura total
	UPRNT(i):	Lista de cocientes cortante basal/peso total (si ITPRNT = 1), o desplazamiento del último piso/altura total (si ITPRNT = 2), para los cuales se requiere impresión de resultados adicional

Vaya al SET N1.3

SET N1.2: Control de impresión de resultados del Análisis Dinámico o Cuasi-estático

(Sólo si el Análisis Dinámico o Cuasi-estático fue seleccionado en el SET M: IOPT = 3 o IOPT = 4)

- Datos de control

USER_TEXT**NPRNT**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT:	Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NPRNT:	Aviso para indicar si impresiones adicionales de datos de respuesta son requeridas durante el Análisis Dinámico 0 cuando no se necesitan impresiones adicionales definidas por el usuario 1 para impresiones de resultados definidas por el usuario

Notas: 1. Los resultados en esta sección se escriben en el archivo "DEFORMED.OUT". Los desplazamientos de piso, y cocientes de esfuerzo de cada elemento se presentan en cada impresión de resultados.

2. Por defecto el programa siempre identificará la respuesta estructural en el primer agrietamiento, primero fluencia o primer colapso de una columna, viga o muro estructural.

- Impresión de resultados definida por el usuario (sólo si NPRNT = 1)

DTPRNT, DFPRNT, BSPRNT

<i>Descripción</i>	DTPRNT:	Incremento de tiempo para impresión adicional de resultados (Utilice $DTPRNT \leq 0$ para desactivar esta opción)
	DFPRNT:	Umbral para la deriva de piso en el cual se desea impresión de resultados (Utilice $DFPRNT \leq 0$ para desactivar esta opción)
	BSPRNT:	Umbral para el coeficiente de cortante basal en el cual se desea impresión de resultados (Utilice $BSPRNT \leq 0$ para desactivar esta opción)

Notas: 1. Los resultados en esta sección se escriben en el archivo "DEFORMED.OUT". Los desplazamientos de piso, y cocientes de esfuerzo de cada elemento se presentan en cada impresión de resultados.

2. Por defecto el programa siempre identificará la respuesta estructural en el primer agrietamiento, primero fluencia o primer colapso de una columna, viga o muro estructural.

SET N1.3: Avisos de control de las impresiones de resultados (ingrese siempre)

- Avisos de control de las impresiones de resultados por defecto

ICDPRNT(1), ICDPRNT(2), ICDPRNT(3), ICDPRNT(4), ICDPRNT(5)

<i>Descripción</i>	ICDPRNT(1):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión del <u>perfil de desplazamientos</u>
	ICDPRNT(2):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión de los <u>cocientes de esfuerzo de cada elemento</u>
	ICDPRNT(3):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión del <u>estado colapsado de los elementos</u>
	ICDPRNT(4):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión de los <u>índices de daño estructural</u>
	ICDPRNT(5):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión de las <u>características dinámicas estructurales</u>

Notas: 1. Por defecto el programa siempre identificará el primer agrietamiento, fluencia o colapso de una columna, viga o muro estructural. En estos estados, durante el Análisis Pushover, el usuario puede indicarle al programa que reporte el perfil de desplazamientos, los cocientes de esfuerzo, el estado de colapso, índices de daño y periodos.

2. Estos resultados se escriben en el archivo "DEFORMED.OUT"

- Avisos de control de las impresiones de resultados definidas por el usuario (sólo si NPRNT > 0)

ICPRNT(1), ICPRNT(2), ICPRNT(3), ICPRNT(4), ICPRNT(5)

<i>Descripción</i>	ICPRNT(1):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión del <u>perfil de desplazamientos</u>
	ICPRNT(2):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión de los <u>cocientes de esfuerzo de cada elemento</u>
	ICPRNT(3):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la

	impresión del <u>estado colapsado de los elementos</u>
ICPRNT(4):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión de los <u>índices de daño estructural</u>
ICPRNT(5):	Aviso para activar (=1) o desactivar (=0) la impresión de las <u>características dinámicas estructurales</u>

SET N2: CONTROL DE RESULTADOS DE PISO

- Datos de control de los resultados

USER_TEXT

NSOUT, DTOUT, ISO(1), ISO(2), ..., ISO(NSOUT)

FNames(1)

FNames(2)

...

FNames(NSOUT)

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	NSOUT: Número de pisos para los que se debe mostrar resultados
	DTOUT: Intervalo de tiempo (o paso) para mostrar resultados*
	ISO(i): Lista de números de piso para los que se debe mostrar resultados
	FNames(i): Nombre del archivo para mostrar la historia de respuesta (uno por piso)

*Notas: * Si se utiliza la opción para análisis pushover o análisis cuasi-estático, DTOUT se refiere al número de pasos entre cada impresión de resultados. Por ejemplo, DTOUT = 2, imprimirá resultados cada 2 pasos.*

SET N3: RESULTADOS DE HISTÉRESIS DE LOS ELEMENTOS

- Datos de control para los resultados por elemento:

USER_TEXT**KCOUT, KBOUT, KWOUT, KSOUT, KBROUT, KIWOUT**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	KCOUT: Número de columnas para las que se requiere resultados del ciclo de histéresis (≤ 10)
	KBOUT: Número de vigas para las que se requiere resultados del ciclo de histéresis (≤ 10)
	KWOUT: Número de muros estructurales para los que se requiere resultados del ciclo de histéresis (≤ 10)
	KSOUT: Número de elementos tipo resorte (nodos) para los que se requiere resultados del ciclo de histéresis (≤ 10)
	KBROUT: Número de disipadores para los que se requiere resultados del ciclo de histéresis (≤ 10)
	KIWOUT: Número de muros de mampostería inconfiada para los que se requiere resultados del ciclo de histéresis (≤ 10)

SET N3.1: Resultados de las columnas

- Especificaciones para los datos de salida de las columnas (Ignore esta sección si KCOUT = 0)

USER_TEXT**ICLIST(1), ICLIST(2), ..., ICLIST(KCOUT)**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80

caracteres de texto

ICLIST(i): Lista de los números de las columnas para las que se requiere el ciclo de histéresis momento-curvatura

SET N3.2: Resultados de las vigas

- Especificaciones para los datos de salida de las vigas (Ignore esta sección si KBOUT = 0)

USER_TEXT

IBLIST(1), IBLIST(2), ..., IBLIST(KBOUT)

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

IBLIST(i): Lista de los números de las vigas para las que se requiere el ciclo de histéresis momento-curvatura

SET N3.3: Resultados de los muros estructurales

- Especificaciones para los datos de salida de los muros estructurales (Ignore esta sección si KWOUT = 0)

USER_TEXT

IWLIST(1), IWLIST(2), ..., IWLIST(KWOUT)

Descripción **USER_TEXT:** Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto

IWLIST(i): Lista de los números de los muros estructurales para los que se requiere el ciclo de histéresis momento-curvatura

SET N3.4: Resultados de los elementos tipo resorte

- Especificaciones para los datos de salida de los elementos tipo resorte (Ignore esta sección si KSOUT = 0)

USER_TEXT

ISLIST(1), ISLIST(2), ..., ISLIST(KSOUT)

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	ISLIST(i): Lista de los números de los elementos tipo resorte para los que se requiere el ciclo de histéresis momento-rotación

SET N3.5: Resultados de los disipadores

- Especificaciones para los datos de salida de los disipadores (Ignore esta sección si KBROUT = 0)

USER_TEXT**IBRLIST(1), IBRLIST(2), ..., IBRLIST(KBROUT)**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IBRLIST(i): Lista de los números de los disipadores para los que se requiere el ciclo de histéresis fuerza-desplazamiento

SET N3.6: Resultados de los muros de mampostería inconfiada

- Especificaciones para los datos de salida de los muros de mampostería inconfiada (Ignore esta sección si KIWOUT = 0)

USER_TEXT**IIWLIST(1), IIWLIST(2), ..., IIWLIST(KIWOUT)**

<i>Descripción</i>	USER_TEXT: Información de referencia, hasta 80 caracteres de texto
	IIWLIST(i): Lista de los números de los muros de mampostería inconfiada para los que se requiere el ciclo de histéresis fuerza-desplazamiento

Notas: Todos los datos de salida generados en esta sección se refieren a los ciclos de histéresis momento-curvatura para columnas, vigas y muros estructurales. En adición, la historia cortante-deformación unitaria es generada para muros. La histéresis momento-rotación se genera para elementos tipo resorte. Los nombres de los archivos de salida son generados como sigue:

Si KCOUT = 2, y ICLIST(1) = 3 y ICLIST(2) = 12, entonces los siguientes archivos se crearán:

COL_003.PRN y COL_012.PRN

(Donde 3 y 12 se refieren a los números de los elementos para los que se requiere datos de salida)

FIN DE LA ENTRADA DE DATOS