

01181
2º



**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA**

**DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
ESTRUCTURAS DE PUENTES**

TESIS DOCTORAL

**PRESENTADA A LA DIVISION DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA**

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

POR ORLANDO DE JESÚS RAMÍREZ BOSCÁN

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**DOCTOR EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. GUSTAVO AYALA MILIAN**

CIUDAD UNIVERSITARIA

273384

1999

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis no hubiera podido completarse sin la ayuda de muchas personas e instituciones que contribuyeron de diferentes maneras para hacer posible la realización y culminación de este trabajo.

Deseo agradecer a los miembros de mi jurado doctoral, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Octavio Rascón Chávez, Dr. Roy Imbsen, Dr. Ernesto Heredia Zavoni, Dr. Eduardo Miranda Mijares y Dr. Eduardo Reinoso Angulo, por contribuir con su valioso tiempo en la revisión de este documento y por sus acertados comentarios y sugerencias.

Deseo agradecer a mi maestro y tutor, Dr. Gustavo Ayala Milián por asesorarme durante la realización de esta tesis, por su constante ayuda y respaldo, y por brindarme su amistad y confianza.

Al M. en I. Octavio García Domínguez, Coordinador de la Sección de Estructuras de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, por la colaboración y apoyo incondicional que me brindó durante mi estancia en el programa de doctorado.

Mi estancia en la Universidad Nacional Autónoma de México no hubiera sido posible sin la ayuda de la Universidad de Los Andes, en Mérida, Venezuela, quien me apoyó económicamente durante el tiempo que duró esta investigación.

También quiero dar un reconocimiento al Instituto Mexicano del Transporte, bajo cuyo patrocinio comenzó esta investigación.

Agradezco a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM el patrocinio del proyecto en el cual está enmarcada esta tesis.

Deseo agradecer al Instituto de Ingeniería de la UNAM, que me dio todas las facilidades para llevar a cabo esta investigación, y a su personal y al de la División de Estudios de Posgrado por toda la ayuda que me prestaron durante mis estudios.

Un reconocimiento especial a mis amigos y compañeros, quienes me ayudaron, apoyaron y orientaron durante el tiempo que permanecí en el programa de doctorado.

Por último, pero no por eso menos, deseo agradecer a mis familiares por animarme durante este largo pero fructífero camino: a mi madre, Teresita, a mi padre Orlando, a quien el destino no le permitió acompañarme en este momento, a mis hermanos, Luis Guillermo y Beatriz, a la familia Sosa Avendaño y muy especialmente a mi esposa Aymara quien siempre me acompañó, ayudó, soportó y alentó durante el tiempo que estuve realizando este trabajo, y a mis hijas María Fernanda, María Andrea y la pequeña Aymara Daniela.

A Dios Todopoderoso

A mi madre Teresita

A mi padre Orlando, dondequiera que se encuentre

A mi querida esposa Aymara

A mis hijas adoradas María Fernanda, María Andrea y Aymara Daniela

A mis hermanos Beatriz y Luis

INDICE

	Pag.
1. INTRODUCCIÓN.	1
1.1. Objetivos y Alcances de la Tesis.	2
1.2. Organización de la Tesis.	2
2. EFECTO DE LOS TEMBLORES EN PUENTES.	5
2.1. Deficiencias Observadas en Puentes.	6
3. ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES.	11
3.1. Modelado de Estructuras de Puentes.	12
3.1.1. El Uso de Modelos 3D vs Modelos 2D.	13
3.1.2. Modelado y Análisis No Lineal.	14
3.2. Análisis lineal vs Análisis no lineal.	14
3.2.1. Tipos de No Linealidades.	15
3.2.1.1. No Linealidad del Material	15
3.2.1.2. No Linealidad Geométrica	16
3.2.3. Efectos Dinámicos.	16
3.2.4. Análisis Dinámicos No Lineales.	17
3.2.5. Pasos y Reglas para Modelado No Lineal.	17
3.2.5.1. Pasos generales para construir un modelo.	17
3.3. Herramientas para el Análisis de Puentes. Estado del Arte.	18
3.3.1. Necesidades de Investigación.	21
3.4. Análisis No Lineal Tridimensional de Puentes.	21
4. DESARROLLO DE UN PROGRAMA PARA EL ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL NO LINEAL DE PUENTES.	23
4.1. Tipos de Análisis.	24
4.2. Tipos de Elementos.	24
4.3. Métodos para Evaluar el Comportamiento Sísmico de Puentes.	25
4.4. Métodos para Calcular la Respuesta Sísmica en Puentes.	26
4.4.1. Análisis Inelástico No Lineal.	27
4.4.2. Análisis Dinámico Considerando Movimiento Uniforme en la Base.	28
4.4.3. Análisis Dinámico Considerando Movimientos Diferenciales en los Apoyos.	29
4.5. Métodos Para Evaluar la Capacidad Sísmica de Puentes.	31
4.5.1. Análisis del Mecanismo de Colapso.	31
4.5.2. Análisis de Empujón.	32
4.6. Algoritmo General del Programa.	34
5. MODELADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	35
5.1. Elemento Viga-Columna Elástico.	35
5.2. Elemento Viga-Columna No Lineal.	36
5.2.1. Formulación de Plasticidad Distribuida.	42
5.2.2. Modelo de Penetración de Fluencia.	45
5.2.3. Modelos Inelásticos.	47
5.2.3.1. Modelo de Tres Parámetros.	47

	Pag.
5.3. Elemento Viga-Columna No Lineal con Interacción Flexión Biaxial-Cortante.	50
5.3.1. Comportamiento a Flexión.	51
5.3.1.1. Superficies de Interacción a flexión.	51
5.3.1.2. Desplazamiento de la Superficie de Agrietamiento.	54
5.3.1.3. Desplazamiento de la Superficie de Fluencia.	56
5.3.2. Comportamiento a Cortante.	57
5.3.2.1. Superficies de Interacción en Cortante.	57
5.3.2.2. Modelos de Contracción.	59
5.3.2.3. Desplazamiento de las Superficies de Interacción.	60
5.3.3. Interacción Flexión – Cortante.	62
5.4. Opciones de Conectividad.	66
5.4.1. Transformaciones de Cuerpo Rígido.	66
5.4.2. Resortes de Extremo en Vigas.	71
5.4.3. Liberación de Grados de Libertad Extremos.	72
6. MODELADO DE SISTEMAS DE PROTECCION SÍSMICA.	74
6.1. Aislamiento Sísmico en Puentes.	74
6.1.1. Modelo de Bouc-Wen para Aisladores Sísmicos.	77
6.1.2. Modelo de Kikuchi y Aiken para Aisladores Elastoméricos.	81
6.1.3. Elemento Aislador deslizante.	88
6.2. Elemento Resorte.	90
6.3. Elemento Junta de Expansión.	92
6.4. Modelado del Amortiguamiento en Puentes.	92
6.4.1. Amortiguamiento Global.	92
6.4.2. Elemento de Amortiguamiento Lineal.	94
6.4.3. Amortiguamiento No Lineal.	95
6.4.4. Dispositivos de Amortiguamiento.	95
7. VARIABILIDAD ESPACIAL DE LAS ONDAS SÍSMICAS.	97
7.1. Efecto del Paso de Onda.	99
7.2. Efecto De La Coherencia.	99
7.3. Funciones de Coherencia Teóricas.	100
7.4. Simulación de Movimientos Sísmicos Incoherentes.	106
8. EJEMPLOS DE APLICACIÓN.	108
8.1. Ejemplo 1. Puente 5 de Mayo.	109
8.1.1. Resultados.	110
8.2. Ejemplo 2. Análisis de Empujón.	112
8.2.1. Resultados.	115
8.3. Ejemplo 3. 2 tramos del Puente SR14/I5.	117
8.3.1. Resultados.	118
8.4. Ejemplo 4. Rampa de Acceso Sur del distribuidor de tránsito SR14/I5.	121
8.4.1. Descripción del sistema del puente.	122
8.4.2. Modelado de componentes estructurales.	123
8.4.2.1. Propiedades de materiales y secciones.	123
8.4.3. Características Modales.	123

	Pag.
8.4.4. Modelos utilizados.	125
8.4.5. Discusión de Resultados.	126
9. APLICACIÓN DEL METODO DEL EMPUJON A LA EVALUACIÓN SÍSMICA Y EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES BASADO EN DESEMPEÑO.	136
9.1 Introducción.	136
9.2. Método del Espectro de Capacidad.	138
9.2.1. Antecedentes.	138
9.2.2. Curva de Capacidad.	139
9.2.3. Curva de Demanda.	140
9.2.4. Capacidad y Demanda.	140
9.2.5. Desarrollos basados en el Método del Espectro de Capacidad.	140
9.2.6. Aplicación de Métodos Basados en el Análisis de Empujón a Estructuras de Puentes.	141
9.3. Procedimiento de Análisis y Diseño Basado en Comportamiento.	142
9.3.1. Sistema Equivalente de un Grado de Libertad.	142
9.3.2. Análisis de Empujón.	143
9.3.3. Cargas equivalentes en el análisis sísmico de empujón.	144
9.3.3.1. Distribución de Cargas Laterales determinada con base en la dinámica estructural.	145
9.3.3.2. Distribución de Cargas Laterales utilizando un modo equivalente de vibrar.	146
9.4. Método de Evaluación de Estructuras de Puentes Basado en Comportamiento.	147
9.5. Ejemplos de Aplicación.	151
9.5.1. Caso 1. Puente Asimétrico.	152
9.5.2. Caso 2. Puente Simétrico.	156
9.5.3. Caso 3. Puente con Aisladores Elastoméricos.	159
9.5.4. Caso 4. Puente con Aisladores Elastoméricos. Aisladores Elásticos en los Estribos.	162
9.6. Método Simplificado de Diseño de Estructuras de Puentes Basado en Comportamiento.	166
9.6.1. Antecedentes.	166
9.6.2. Método de Diseño de Estructuras Tridimensionales de Puentes Basado en Comportamiento.	167
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	173
APENDICE A. DAÑO OBSERVADO EN PUENTES	178
REFERENCIAS.	187

LISTA DE FIGURAS

Fig.	Título	Pag.
3.1.	Niveles de Modelado para Análisis Sísmico de Puentes (Priestley et al 1996).	12
4.1.	Curva Típica de Capacidad de la Estructura.	31
5.1.	Fuerzas en los Extremos del Miembro en el Sistema de Coordenadas Locales.	38
5.2.	Variación de la Distribución de los Coeficientes de la Matriz de Flexibilidades $[f(x)]$ en Carga Cíclica: a) Carga Inicial Elástica, b) Carga mas Allá de la Capacidad de Fluencia, c) Descarga Elástica y Recarga Inicial, d) y e) Recarga mas Allá de la Capacidad de Fluencia sin y con Incremento de la Longitud de Penetración de Fluencia.	39
5.3.	Cargas Extremas, Interpolación de Fuerzas y Secciones “Vírgenes” de un Elemento Viga-Columna que Experimenta Deformaciones Plásticas.	41
5.4.	Cálculo de Rigidez en Elementos Viga-Columna Dañados: a) Distribución de Momentos, b) Distribución de Flexibilidad, c) Zonas Dañadas, d) Longitudes de Penetración de Fluencia para Elementos Totalmente Inelásticos.	43
5.5.	Modelo Histerético Trilineal.	48
5.6.	Degradación de Rigidez.	49
5.7.	Estrechamiento del Lazo Histerético.	49
5.8.	Deterioro de Resistencia.	50
5.9.	Superficies de Interacción a Flexión.	51
5.10.	Traslación de las Superficies de Interacción de Flexión.	52
5.11.	Dirección de Traslación de la Superficie de Agrietamiento.	53
5.12.	Desplazamiento de la Superficie de Agrietamiento.	55
5.13.	Superficies de Interacción en Cortante.	58
5.14.	Contracción de la Superficie de Falla por Cortante.	58
5.15.	Modelos de Contracción. a) Contracción Ortotrópica. b) Contracción Isotrópica.	59
5.16.	Estado de Agrietamiento del Elemento.	60
5.17.	Superficies de Interacción Flexión – Cortante.	63
5.18.	Superficie de Resistencia a Flexión.	63
5.19.	Comportamiento no Dúctil.	64
5.20.	Comportamiento Semi-Dúctil.	65
5.21.	Conexión Típica Marco-Tablero: a) Sección, b) Modelado Típico, c) Modelado con Brazos Rígidos y Resortes de Extremo.	67
5.22.	Transformaciones de Cuerpo Rígido de a) Acciones, b) Deformaciones.	68
5.23.	Elemento Viga con Resortes en los Extremos.	72
5.24.	Liberaciones en los Extremos del Miembro.	73
6.1.	Modelo Histerético de Bouc y Wen.	77
6.2.	Lazos Histeréticos Normalizados.	84
6.3.	Degradación de Rigidez Asociada con la Historia de Carga.	85
6.4.	Lazos Histeréticos Fuerza Cortante-Desplazamiento (Kikuchi y Aiken 1997).	86

Fig.	Título	Pag.
6.5.	Aislador Deslizante: a) Vista Lateral, b) Relación Fuerza-Desplazamiento, c) Relación entre el Coeficiente de Fricción y la Velocidad.	89
6.6.	Elemento Resorte: a) Sistema de Coordenadas Locales, b) Coeficientes de Rigidez.	91
6.7.	Elemento Junta de Expansión: a) Junta de Expansión típica en el estribo, b) Relación Fuerza-Desplazamiento.	93
6.8.	Elemento Amortiguador: a) Sistema de Coordenadas Locales, b) Coeficientes de Amortiguamiento.	96
7.1.	Factores que Contribuyen a la Variación Espacial de los Movimientos Sísmicos del Terreno.	98
7.2.	Función de Coherencia de Acuerdo con Harichandran y Vanmarcke.	102
7.3.	Función de Coherencia de Acuerdo a Luco y Wong. $\alpha = 2 \times 10^{-4}$ s/m	102
7.4.	Función de Coherencia de Acuerdo a Luco y Wong. $\alpha = 10^{-3}$ s/m.	103
7.5.	Función de Coherencia para el Valle de México según el Modelo de Harichandran	105
7.6.	Función de Coherencia para el Valle de México según el Modelo de Novak	106
7.7.	Función de Coherencia para el Valle de México según el Modelo de Luco y Wong	106
8.1.	Desplazamientos Diferenciales entre los Estribos E1 y E11.	109
8.2.	Puente 5 de Mayo. Alzada.	109
8.3.	Modelo Analítico del Puente 5 de Mayo.	110
8.4.	Desplazamiento Horizontal del nodo 13. (Pila 2).	111
8.5.	Desplazamiento Horizontal del nodo 24. (Pila 3).	111
8.6.	Comparación del desplazamiento del terreno. Nodo 45.	112
8.7.	Comparación del desplazamiento del terreno. Nodo 49.	112
8.8.	Elevación Lateral del Puente.	113
8.9.	Sección del Tablero.	113
8.10.	Detalle de las Pilas.	114
8.11.	Modelo Analítico del Puente.	114
8.12.	Variación de la Deformada de la Superestructura.	115
8.13.	Variación de la Deformada de la Pila 1.	116
8.14.	Variación de la Deformada de la Pila 2.	116
8.15.	Curva de Capacidad. Marco Transversal 1.	117
8.16.	Curva de Capacidad. Marco Transversal 2.	117
8.17.	a) Puente estudiado. b) Modelo Analítico.	118
8.18.	Comparación de Desplazamientos Longitudinales. Pila 1.	119
8.19.	Comparación de Desplazamientos Transversales. Pila 1.	120
8.20.	Comparación de Desplazamientos Longitudinales. Pila 2.	120
8.21.	Comparación de Desplazamientos Transversales. Pila 2.	121
8.22.	Comportamiento de los aisladores. a) caso lineal. b) caso no lineal	121
8.23.	Puente SR14/I5.	122
8.24.	Pila 2. Desplazamientos Longitudinales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.	127

Fig.	Título	Pag.
8.25.	Pila 2. Desplazamientos Transversales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.	128
8.26.	Pila 6. Desplazamientos Longitudinales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.	128
8.27.	Pila 6. Desplazamiento Transversal con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.	129
8.28.	Pila 8. Desplazamientos Longitudinales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.	129
8.29.	Pila 8. Desplazamientos Transversales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.	130
8.30.	Pila 2. Desplazamientos Longitudinales con y sin Sujetadores.	130
8.31.	Pila 5. Desplazamientos Longitudinales con y sin Sujetadores.	131
8.32.	Pila 2. Desplazamientos Longitudinales con y sin la Influencia de los Estribos.	132
8.33.	Pila 3. Desplazamientos Longitudinales con y sin la Influencia de los Estribos.	132
8.34.	Pila 2. Desplazamientos Longitudinales. Análisis Lineal y No Lineal.	133
8.35.	Pila 2. Desplazamientos Transversales. Análisis Lineal y No Lineal.	133
8.36.	Pila 5. Desplazamientos Longitudinales. Análisis Lineal y No Lineal.	134
8.37.	Pila 5. Desplazamientos Transversales. Análisis Lineal y No Lineal.	134
8.38.	Pila 7. Desplazamientos Longitudinales. Análisis Lineal y No Lineal.	135
8.39.	Pila 7. Desplazamientos Transversales. Análisis Lineal y No Lineal.	135
9.1.	Análisis de Empujón del Sistema de Múltiples Grados de Libertad.	148
9.2.	Curva de Capacidad Idealizada.	150
9.3.	Geometría del Puente Estudiado.	153
9.4.	Secciones Transversales del Tablero y las Pilas.	153
9.5.	Modelo Analítico del Puente.	154
9.6.	Variación de la Forma Modal. (Caso 1).	154
9.7.	Evolución de la Distribución de Fuerzas Laterales Equivalentes (Caso 1).	154
9.8.	Curva de Capacidad e Idealización (Caso 1).	155
9.9.	Curva de Comportamiento del Sistema de un Grado de Libertad (Caso 1).	155
9.10.	Comparación de Resultados. (Caso 1).	156
9.11.	Modelo de Puente Simétrico (Caso 2).	156
9.12.	Variación de la Forma Modal (Caso 2).	157
9.13.	Evolución de la Distribución de Fuerzas Laterales Equivalentes (Caso 2).	157
9.14.	Curva de capacidad e Idealización (Caso 2).	158
9.15.	Curva de Comportamiento (Caso 2).	158
9.16.	Comparación de Resultados (Caso 2).	159
9.17.	Modelo del Puente Estudiado (Casos 3 y 4).	159
9.18.	Variación de la Forma Modal Fundamental (Caso 3).	160
9.19.	Variación de la Distribución de Cargas Laterales Equivalentes (Caso 3).	160
9.20.	Curva de Capacidad (Caso 3)	161
9.21.	Curva de Comportamiento (Caso 3).	162
9.22.	Comparación de Resultados (Caso 3).	162

Fig.	Título	Pag.
9.23.	Variación del Modo Fundamental (Caso 4).	163
9.24.	Evolución de la Distribución de Cargas Laterales Equivalentes (Caso 4).	163
9.25.	Curva de Capacidad e Idealización (Caso 4).	164
9.26.	Curva de Capacidad para un solo Modo de Vibración (Caso 4).	165
9.27.	Curva de Comportamiento (Caso 4).	165
9.28.	Comparación de Resultados (Caso 4).	166
9.29.	Rama Elástica de la Curva de Comportamiento.	168
9.30.	Espectro de Demanda.	169
9.31.	Superposición de la Rama Elástica y el Espectro de Demanda.	169
9.32.	Rama Inelástica de la Curva de Comportamiento.	170
9.33.	Punto de Corte que cumple el Estado Límite Objetivo.	170
9.34.	Transición entre la Rama Elástica y la Inelástica de la Curva de Comportamiento.	171
9.35.	Determinación del Nivel de Cortante Basal.	171
A.1.	Puente Biwajima. Gran terremoto de Japón, Mino Owari, 1891. (EERC)	178
A.2.	Asentamiento del estribo izquierdo. Terremoto de Chile, 1960 (EERC).	179
A.3.	Movimientos Relativos de las Pilas. Puente Showa. Terremoto de Niigata, 1964 (EERC).	179
A.4.	Falla de la base de las columnas. Estructura del distribuidor entre las rutas 5/210. Terremoto de San Fernando, 1971. (EERC)	180
A.5.	Movimientos en los apoyos. Puente en Agua Caliente. Terremoto de Guatemala 1976.(EERC)	180
A.6.	Falla por asentamiento y rotación del estribo. Puente sobre el Rio Banano. Terremoto de Costa Rica, 1990. (Priestley et al. 1996)	181
A.7.	Daño por golpeteo entre el estribo y el tablero. Puente sobre el Rio Santa Clara. Interestatal 5. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).	181
A.8.	Vista aérea del colapso del puente Gavin Canyon. Interestatal 5. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).	182
A.9.	Falla por cortante en las columnas. Puente Bull Creeck Canyon. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).	182
A.10.	Pandeo del refuerzo longitudinal por debajo de la zona confinada. Puente Bull Creek Canyon. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).	183
A.11.	Articulación plástica en columna. Puente Mission Gothic. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).	183
A.12.	Rampa de acceso sur entre la interestatal 5 y la carretera 14 (SR14/15). Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).	184
A.13.	Falla de las columnas de la autopista Hanshin. Terremoto de Kobe, 1995 (EERC)	184
A.14.	Detalle de la falla de una columna de la autopista Hanshin. Terremoto de Kobe, 1995 (EERC)	185
A.15.	Puente dañado en la carretera 135, al norte de Tehuacán. Terremoto de Puebla, 1999 (Pestana et al, 1999).	185
A.16.	Desplazamiento de las columnas del puente. Terremoto de Puebla, 1999 (Pestana et al, 1999)	186

LISTA DE TABLAS

Tabla	Título	Pag.
6.1	Fórmulas Empíricas para los parámetros de diferentes tipos de aisladores (Kikuchi y Aiken 1997).	87
7.1	Parámetros para el Modelo de Luco y Wong (Santa-Cruz et al 1999)	105
7.2	Parámetros para el modelo de Novak (Santa Cruz et al 1999)	105
7.3	Parámetros para el Modelo de Harichandran (Santa-Cruz et al 1999)	105
8.1	Períodos de vibración.	118
8.2	Índices de daño al final del análisis.	119
8.3	Propiedades Geométricas y Estáticas de las pilas del puente.	124
8.4	Propiedades Geométricas y Estáticas del Tablero del Puente.	125
8.5	Características Modales Elásticas.	125
8.6	Opciones de Modelado.	126
8.7	Desplazamientos Longitudinales en las Pilas.	126
8.8	Desplazamientos Transversales en las Pilas.	126
8.9	Aperturas Relativas en las Juntas de Expansión.	127
9.1	Características de las Pilas.	152
9.2	Variación del Factor de Participación del Modo Fundamental de Vibrar (Caso 3).	161
9.3	Variación del factor de Participación (Caso 4).	164

RESUMEN

La mayoría de los puentes construidos en zonas sísmicas fueron diseñados ignorando los efectos sísmicos o siguiendo normas que difieren sustancialmente de las actualmente vigentes. El daño intenso observado en estructuras de puentes durante los sismos de México en 1985, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995, ha mostrado la necesidad de desarrollar nuevos métodos de diseño, sistemas de protección efectiva y criterios de reforzamiento basados en investigaciones recientes y en las lecciones aprendidas de esos y otros sismos destructivos. Para satisfacer esta necesidad, es necesario desarrollar los modelos de comportamiento y las herramientas computacionales para evaluar el desempeño sísmico de estructuras de puentes sometidas a sismos de diferentes intensidades.

La falta de una herramienta actualizada confiable para el análisis no lineal tridimensional de estructuras de puentes ha llevado al desarrollo de un programa de computación particular para este tipo de estructuras, que considera modelos realistas del comportamiento de componentes estructurales y sistemas de protección comúnmente usados en puentes, y opciones de análisis para calcular los índices de comportamiento necesarios para la evaluación del daño estructural debido a acciones sísmicas y la determinación de su capacidad sísmica residual. El programa ofrece varias opciones de análisis dinámicos, cuasi-estáticos y de empujón, aplicables en situaciones tanto de análisis como de diseño. El programa permite realizar análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo usando como excitación los desplazamientos del terreno, los cuales pueden ser diferentes en cada apoyo debido a la variabilidad espacial de las ondas sísmicas. Además de los elementos típicos de los programas de análisis no lineal de estructuras de edificios, el programa cuenta con una biblioteca de elementos para modelar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los componentes estructurales, dispositivos de aislamiento y amortiguamiento, juntas de expansión y sistemas de cimentación comúnmente encontrados en estructuras de puentes.

Dado que un análisis no lineal tridimensional no se justifica para estructuras de puentes pequeños o de poca importancia, en este trabajo se desarrollan procedimientos aproximados basados en comportamiento para el diseño de estructuras nuevas y la evaluación de las existentes. La idea al proponer estos desarrollos es contar con métodos sencillos con los que se pueda obtener información, aunque sea aproximada, del comportamiento inelástico de estas estructuras al ser sometidas a sismos de diseño y de su posible o posibles mecanismos de falla, y diseñarlas para que alcancen un estado límite deseado definido por un mecanismo de falla, un valor máximo de un desplazamiento característico y/o una ductilidad deseada. El método propuesto es una evolución del método del espectro de capacidad, en el que una estructura de múltiples grados de libertad es transformada en un sistema equivalente de un grado de libertad usando conceptos básicos de la mecánica estructural y en los resultados de la curva del empujón de la estructura original. La demanda sísmica es definida como un registro o conjunto de ellos que son aplicados al sistema de un grado de libertad con una curva de comportamiento definido directamente de la curva de capacidad de la estructura. El método propuesto considera explícitamente la

contribución a la respuesta de los modos superiores de vibración, así como la evolución de la distribución de las cargas estáticas equivalentes a las sísmicas, al incrementarse los efectos inelásticos en la estructura.

Para ilustrar la aplicabilidad de los métodos y herramientas desarrolladas en esta tesis, se analizan varios ejemplos de estructuras de puentes y se discuten sus resultados.

ABSTRACT

Most of the existing bridges built on seismic zones were designed either ignoring seismic effects or following regulations that differ from the currently enforced in new codes. Intensive damage observed in bridge structures during the 1985 Mexico, 1989 Loma Prieta, 1994 Northridge and 1995 Kobe earthquakes, has brought to light the need of new design methods, effective protective systems and retrofiting criteria based on new research results and on the lessons learnt from these and other destructive earthquakes. To satisfy this need, it is necessary to have the behavior models, the methods and the computational tools required to evaluate through proper performance indexes the seismic behavior of bridge structures subjected to earthquakes of different intensities.

The lack of an up to date reliable tool for the tri-dimensional non linear analysis of bridge structures, motivated the development of a computer program for the tri-dimensional non linear analysis of this type of structure which considers realistic models for the behavior of structural members and protective systems commonly used in bridges, and analysis options for the calculation of performance indexes needed to evaluate the structural damage due to seismic effects, and the determination of its seismic residual capacity. The program offers several analysis options, i. e., dynamic, quasi-static and pushover analysis applicable in both analysis and design situations. It allows for non-linear dynamic time history analysis using ground displacement input, which may be different at each support to account for the spatial variability of seismic excitation. In addition to the typical elements used in the computer programs for non linear analysis of building structures, this program provides an element library for modeling the stiffness and damping properties of structural components, damping and isolation devices, expansion joints and foundation systems commonly encountered in bridge structures.

Because of a tri-dimensional non linear analysis is not justified for small bridge structures, simplified procedures based in behavior for the seismic assessment of existing bridges and the design of new ones are developed in this thesis. The idea behind these developments is to have simple methods for obtaining information about the inelastic behavior of bridges subjected to design earthquakes and their likely failure mechanisms, and for design purposes a method for achieving a desirable limit state defined for a failure mechanism, a maximum value of a characteristic displacement and/or a desirable ductility. The proposed method is an evolution of the original capacity spectrum method, in which the tri-dimensional structure is transformed into an equivalent single degree of freedom system using basic concepts of structural mechanics and the results of the overall pushover curve of a structure. The seismic demand is defined as a record or set of records that are applied to the single degree of freedom system with a behavior curve directly defined from the capacity curve of the structure. The proposed method explicitly considers the contribution to the response of higher modes of vibration and the evolution of the distribution of static equivalent seismic loading with increasing inelastic effects, to bridges.

To show the applicability of the methods and tools developed in this thesis, several examples are analyzed and their results discussed.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCION

Los puentes son elementos vitales para el funcionamiento económico de las sociedades modernas. En el caso de la ocurrencia de un terremoto, la falla o aún el daño de un puente, que altere su funcionamiento como tal, puede significar un riesgo a las vidas humanas, y causar dificultades durante la respuesta de emergencia al sismo así como a las actividades de recuperación subsecuentes. Por otro lado, la infraestructura vial en países como México y Venezuela está alcanzando el fin de su vida útil y los riesgos sísmicos en nuestros países han cambiado luego de los eventos destructivos recientes, por lo que es necesario que se desarrollen nuevos métodos para el diseño de puentes nuevos y la evaluación de los existentes. Al contarse con ellos se podrán evaluar y reforzar aquellos puentes que no cumplan con los códigos vigentes y no pasen la evaluación respectiva. Es por eso y debido a la inexistencia de herramientas de análisis y evaluación específicamente desarrolladas para el análisis tridimensional no lineal este tipo de estructuras, que es importante el desarrollo de herramientas analíticas confiables para predecir el comportamiento de estructuras nuevas de puentes y para evaluar las existentes.

Hasta el presente se han hecho algunos esfuerzos para desarrollar herramientas de análisis para estructuras de puentes; entre ellas se pueden mencionar los programas SEISAB (1994), NEABS-II (Imbsen y Penzien 1986) e ISADAB (Saiidi et al 1986) y otros. Algunos

de estos programas no poseen capacidad de modelado no lineal, y los que la tienen, cuentan con modelos de comportamiento muy simples o no incorporan los modelos de los componentes característicos de puentes, tales como juntas de expansión, sistemas de protección, etc. Bajo estas circunstancias no es posible reproducir acertadamente el comportamiento que exhiben las estructuras de puentes al ser sometidas a excitaciones sísmicas intensas.

1.1. Objetivos y Alcances de la Tesis

El objetivo general de esta tesis es desarrollar las herramientas de análisis tridimensional para la determinación de la respuesta sísmica no lineal de estructuras de puentes incorporando modelos realistas del comportamiento de componentes y sistemas de protección sísmica y la variación espacial de la excitación sísmica, calculando índices de comportamiento necesarios para la evaluación del daño estructural debido a acciones sísmicas y la determinación de su capacidad sísmica residual.

Dado que un análisis no lineal tridimensional no se justifica para estructuras de puentes pequeños o de poca importancia, en este trabajo se desarrolla un programa de computadora para el análisis tridimensional no lineal de estructuras de puentes de grandes claros así como procedimientos aproximados basados en comportamiento para el diseño de estructuras nuevas y la evaluación de las existentes

Las metas que se persiguen con la realización de esta tesis son las siguientes:

1. Desarrollar herramientas computacionales modernas para el análisis y diseño sísmico de estructuras de puentes, adaptando e incorporando en ellas cualquier desarrollo previo de utilidad para el programa en cuestión.
2. Desarrollar un procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica y el daño estructural de puentes ante sismos intensos.
3. Desarrollar un método para evaluar la capacidad sísmica residual de puentes, y su estado de serviciabilidad.
4. Desarrollar un método aproximado para el diseño sísmico de estructuras nuevas de puentes.
5. Validar los desarrollos anteriores con ejemplos de estructuras típicas de puentes de concreto reforzado.

1.2. Organización de la Tesis

Para ilustrar el problema que se presenta en puentes al ser sometidos a sismos severos, en el capítulo 2 se presenta una revisión de los daños que han sufrido éstos durante la ocurrencia de terremotos recientes como el de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995. Particularmente se estudian las deficiencias que se han detectado en estas estructuras, específicamente en sus apoyos, columnas, estribos y juntas viga-columna.

El capítulo 3 discute aspectos sobre el modelado y el análisis sísmico de estructuras de puentes. En este capítulo se revisan las opciones existentes para modelar estructuras de puentes, las que van desde modelos de parámetros concentrados hasta modelos de elementos finitos. Se comparan los tipos de análisis lineales y no lineales, se presentan las causas de las no linealidades que se pueden presentar en el modelo y se dan algunas recomendaciones para el modelado no lineal de una estructura de puente. Se presenta una revisión de los métodos y herramientas analíticas que se han usado para realizar análisis y evaluación de puentes. Finalmente se explican las razones por las que es necesario la realización de análisis tridimensionales no lineales en puentes ya que sus resultados reproducen más fielmente el comportamiento real de las los mismos al ser sometidos a acciones sísmicas intensas.

En el capítulo 4 se describe la herramienta computacional desarrollada en esta investigación. Se presentan los procedimientos para evaluar el comportamiento sísmico de puentes y se describen los tipos de análisis presentes en el programa para calcular la respuesta sísmica de puentes y la correspondiente capacidad disponible en la estructura.

En el capítulo 5 se describen los elementos disponibles en el programa para modelar los componentes estructurales del puente; estos incluyen elementos viga-columna, lineales y no lineales. Se explican las reglas de comportamiento de estos elementos y se presentan las opciones existentes en el programa para el modelado de conexiones especiales de estructuras de puentes.

El Capítulo 6 trata sobre los modelos de los sistemas de protección que se utilizan en puentes para disminuir su vulnerabilidad sísmica. Estos modelos incluyen sistemas de aislamiento y disipación, juntas de expansión y sistemas de amortiguamiento. Se discuten los conceptos de aislamiento y amortiguamiento en estructuras de puentes. Se discute el fundamento teórico de los modelos existentes en el programa. Se describen los elementos implantados en el programa para modelar los sistemas de protección sísmica más usados en las estructuras de puentes, tales como aisladores elastoméricos, aisladores deslizantes, resortes lineales y juntas de expansión y se discute su fundamento teórico. Se estudia el problema de modelar el amortiguamiento en puentes y se presenta un elemento amortiguador no lineal para modelar ese efecto.

El capítulo 7 trata sobre el problema que se puede presentar en estructuras que se extienden sobre longitudes considerables debido a la variabilidad espacial de las ondas sísmicas. Se presentan las causas que producen este fenómeno y se estudian en particular los efectos de paso de onda y de incoherencia de las ondas sísmicas. Se presentan los resultados relevantes de una revisión bibliográfica de las funciones de coherencia teóricas que han sido postuladas por diversos investigadores en los últimos años. Finalmente se explican los métodos que han sido utilizados para la generación de registros de sismos incoherentes.

El capítulo 8 presenta cuatro ejemplos de estructuras existentes de puentes para ilustran el uso de la herramienta computacional desarrollada durante esta investigación y mostrar sus

capacidades de análisis. Entre las estructuras analizadas se incluye una que sufrió daños severos durante un sismo reciente.

El capítulo 9 presenta un método aproximado de análisis no lineal, basado en comportamiento, desarrollado para la evaluación de puentes existentes. Se presentan los ejemplos de cuatro estructuras de puentes, las que son analizadas utilizando el método propuesto. Con el objeto de validar la aplicabilidad del método empleado, los resultados obtenidos se comparan con aquellos producto de un análisis dinámico paso a paso. Se describe cómo este mismo método, con modificaciones mínimas, puede utilizarse para el diseño por desempeño de estructuras nuevas de puentes. Ambos métodos están basados en la curva del empujón, donde una estructura de múltiples grados de libertad puede transformarse a un sistema de un grado de libertad cuya curva de comportamiento se establece con base en la curva obtenida al realizar un análisis de empujón de la estructura original.

En el capítulo 10 se presentan las conclusiones y recomendaciones que han surgido durante la elaboración de esta tesis.

Finalmente el apéndice A muestra algunos ejemplos del daño sufrido en puentes durante la ocurrencia de eventos sísmicos importantes.

CAPÍTULO 2

EFEECTO DE LOS TEMBLORES EN PUENTES

En sismos recientes en California, Japón y Centro y Sur América, muchas estructuras de puentes, algunas de ellas diseñadas específicamente para resistir terremotos severos, han colapsado o sufrido daños cuando fueron sometidas a movimientos sísmicos de intensidades, algunas veces menores que las especificadas en los códigos empleados en su diseño.

Considerando que los temblores identifican las zonas débiles de las estructuras concentrando el daño en esos lugares, el mal comportamiento sísmico de estructuras de puentes puede ser atribuido en la mayoría de los casos a las filosofías de diseño adoptadas, junto a una falta de detalles estructurales no contemplados en los códigos con los que fueron diseñadas. En estructuras de edificios, las consecuencias del daño sísmico pueden no ser desastrosas debido al alto grado de redundancia existente en el sistema estructural. Las estructuras de puentes tienen poca o ninguna redundancia y la falla de un elemento estructural o de sus estribos puede llevar al colapso de la estructura.

Las deficiencias de diseño encontradas durante la revisión del daño ocurrido en puentes durante sismos recientes son consecuencia directa de la filosofía de diseño elástico adoptada para el diseño de estas estructuras antes de 1970, y que, desafortunadamente, es

aún usada en algunos países. En esos años, el diseño sísmico elástico de puentes utilizaba típicamente niveles de esfuerzos admisibles comparativamente bajos, correspondientes a fuerzas de diseño que eran una fracción pequeña de las fuerzas que podían desarrollarse en una estructura respondiendo elásticamente. Dadas las resistencias reales de esas estructuras, excitaciones sísmicas moderadas han, en ocasiones, producido que su capacidad disponible se alcance.

Las consecuencias de la metodología de diseño elástico son: (1) se subestiman los desplazamientos, basados en los niveles elásticos de fuerza lateral, (2) las relaciones entre las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas son incorrectas, ya que los niveles de fuerzas sísmicas son bajos; esto lleva a que los valores de momentos flectores bajo cargas combinadas sean, no solamente bajos, sino hasta de signo contrario, y (3) las zonas de concentraciones de efectos inelásticos no se detallan adecuadamente, debido a que no se consideran los conceptos de ductilidad y capacidad en el proceso de diseño elástico.

Uno de los aspectos que generalmente no se considera en el diseño sísmico de puentes es el relacionado con el diseño de su cimentación ya que, en general, los puentes son más sensibles a efectos de interacción suelo-estructura que los edificios. Los puentes son usualmente construidos en sitios con condiciones de suelo muy especiales: terrenos con potencial de licuación, zonas de cruce de vías sobre fallas geológicas, etc. La respuesta dinámica debida a los movimientos del terreno puede ser impredecible, sobre todo en puentes largos, como una consecuencia de las diferencias de los movimientos en los distintos apoyos debidos a la variabilidad espacial de las ondas sísmicas en el terreno.

2.1. Deficiencias Observadas en Puentes

El daño a estructuras de puentes durante sismos severos ha sido revisado por Iwasaki (1972), Okamoto (1983), Imbsen y Penzien (1986), Buckle (1994), Priestley et al (1988, 1996), Seible (1997), Seible y Priestley (1997) y otros. Estos estudios muestran mecanismos de falla comunes para puentes que pueden ser atribuidos a una, o una combinación, de las tres deficiencias listadas anteriormente. Estos son:

1. **Desplazamientos relativos en los apoyos.** Ha habido muchos ejemplos de fallas en puentes causados por desplazamientos relativos de los claros en la dirección longitudinal que exceden el ancho del apoyo, lo que resulta en el desprendimiento de los miembros de la superestructura en las juntas de expansión no restringidas, y en ocasiones hasta en las restringidas debido a la falla de los sujetadores. Este problema ha sido de particular importancia en puentes de varios claros con columnas largas donde los marcos adyacentes pueden moverse fuera de fase, lo que incrementa los desplazamientos relativos en las juntas. Aún cuando se coloquen mecanismos de restricción (sujetadores), estos pueden tener resistencias inadecuadas para evitar que los claros se desprendan de los apoyos. Los puentes con líneas de apoyo esviadas con respecto a su eje poseen mayor tendencia al desprendimiento de los claros que aquellos en ángulo recto, esto es debido a que los puentes esviados experimentan un incremento

de desplazamientos laterales durante terremotos debido a la rotación en planta de su superestructura (Priestley et al 1992)

2. **Golpeteo de partes adyacentes en estructuras de puentes.** Holguras inadecuadas entre estructuras adyacentes y desplazamientos sísmicos no contemplados en el diseño pueden resultar en daño debido al golpeteo entre esas estructuras. Este es un problema importante, principalmente cuando las estructuras adyacentes tienen alturas diferentes, lo que resulta en el impacto entre la superestructura de una, y la columna (o columnas) de la otra. Las fuerzas de impacto debido al golpeteo de los componentes de un puente pueden ser muy altas, causando la amplificación de las fuerzas cortantes en los miembros, e incrementando la probabilidad de una falla frágil por cortante. Recientes investigaciones analíticas han mostrado que las fuerzas de impacto por golpeteo pueden tener hasta diez veces la magnitud de las fuerzas sísmicas típicas (Kasai et al 1990). El golpeteo en estructuras de alturas desiguales puede evitarse mediante una evaluación realista de los desplazamientos y la previsión de separaciones adecuadas entre estructuras adyacentes. Sin embargo, existe evidencia teórica de que el golpeteo entre superestructuras de igual altura, puede ser beneficioso para la respuesta sísmica (Tao et al. 1992). Esto es debido a que el impacto entre estructuras de períodos fundamentales diferentes actúan para modificar y hasta eliminar el inicio de una respuesta resonante.
3. **Asentamiento y rotación de los estribos.** Este problema se ha presentado mucho en sismos recientes y está relacionado con la respuesta de suelos blandos y rellenos mal compactados. Bajo una respuesta longitudinal, la presión del terreno sobre el estribo se incrementa debido a las aceleraciones sísmicas. El impacto del puente contra el estribo puede generar presiones pasivas altas que inducen un incremento adicional en las presiones laterales a niveles por debajo del punto de impacto del tablero o la superestructura. Los terrenos compactados inadecuadamente tienden a asentarse en dirección al puente, empujando la parte inferior del estribo junto al suelo en movimiento. Este desplazamiento se encuentra limitado por el contacto entre la parte superior del estribo y la superestructura, lo que resulta en una rotación del mismo. Las consecuencias típicas de este problema son daño en la parte superior del muro del estribo debido al impacto de la superestructura, y daño al sistema de apoyo de los pilotes si las rotaciones en el estribo son grandes.
4. **Fallas en columnas.** En sismos recientes se han evidenciado varias deficiencias en columnas de puentes. Las columnas pueden presentar comportamiento en flexión no deseado debido a (1) poca resistencia, (2) capacidad inadecuada de ductilidad, y/o (3) longitud de traslape insuficiente y/o terminación prematura del refuerzo.
 - a) **Resistencia a flexión inadecuada en las columnas.** Hasta los años 70, no se requería proporcionar ductilidad en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas. En realidad, el concepto de articulaciones plásticas era irrelevante para los métodos de diseño elástico utilizados. Se prescribían niveles de fuerzas laterales muy bajos para caracterizar la acción sísmica, aunque ahora se

reconoce que los niveles de respuesta elástica pueden exceder el 100% de los de las cargas de gravedad. Aunque la discrepancia entre los niveles de diseño y de respuesta elástica parecen grandes, la discrepancia entre la resistencia real y el nivel de respuesta elástica es típicamente mucho menor como resultado de la naturaleza conservadora de los métodos de diseño elástico adoptados para diseños de columnas a flexión.

- b) **Confinamiento del Concreto y Pandeo del Refuerzo.** Pocas columnas de puentes diseñadas antes de 1970, tienen suficiente resistencia para permitirles responder elásticamente durante la ocurrencia de un evento sísmico importante. Por eso, muchas columnas al no poder responder inelásticamente de manera dúctil, fallan. Ahora, es bien conocido que para asegurar un comportamiento dúctil se requiere una separación pequeña del refuerzo transversal para confinar el concreto del núcleo de la columna en las regiones potenciales de formación de articulaciones plásticas. Estas separaciones del refuerzo transversal son también necesarias para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal. Las columnas de puentes diseñadas antes de 1970 generalmente carecen de refuerzo transversal adecuado. Esta deficiencia ha sido evidente en los terremotos de San Fernando en 1971, Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994 donde ocurrieron fallas dramáticas por la formación de articulaciones plásticas en columnas de puentes.
- c) **Longitud de Traslape Insuficiente.** Las longitudes de traslape del refuerzo de columnas de puentes solían determinarse con base en cargas de gravedad o fuerzas sísmicas de servicio bajas y/o irreales. Cuando los traslapes están colocados en zonas de articulaciones plásticas, a menudo no es posible transmitir las fuerzas a los niveles de fluencia que ocurren en el refuerzo durante sismos severos. Adicionalmente, con frecuencia el refuerzo longitudinal de las columnas era traslapado inmediatamente por encima de la cimentación, con longitudes inadecuadas para desarrollar la resistencia de las barras. En el terremoto de Loma Prieta se observó daño en la base de varias columnas, el que fue atribuido a fallas de adherencia en el traslape del refuerzo longitudinal. Otra causa de falla, evidenciada en el terremoto de Kobe en 1995, fue la soldadura a tope en las barras de refuerzo longitudinal cercanas a las zonas de momentos máximos, lo que se explica por la dificultad de asegurar la resistencia y ductilidad de las soldaduras; lo que no es un punto crítico si se usa un diseño elástico.
- d) **Ductilidad inadecuada a flexión.** A pesar de la alta resistencia a flexión de las columnas de concreto reforzado en puentes existentes, frecuentemente esta resistencia es aún mucho menor que la requerida por la respuesta elástica para intensidades sísmicas esperadas. La consecuencia es que para sobrevivir un ataque sísmico intenso, las estructuras deben poseer suficiente ductilidad. Por ejemplo, para niveles de ductilidad de desplazamientos de 2 o 3, los desplazamientos unitarios del concreto en compresión en las regiones de articulaciones plásticas exceden la capacidad de deformación en compresión del concreto no confinado, lo que ocasiona el desprendimiento del recubrimiento. A menos que el núcleo del concreto esté bien confinado por estribos o espirales adecuadamente espaciados, el agrietamiento se extiende rápidamente al núcleo, el refuerzo longitudinal se pandea y ocurre una rápida degradación de resistencia, resultando, eventualmente, en una

pérdida de capacidad para resistir cargas verticales. Este comportamiento puede acelerarse cuando el refuerzo transversal está traslapado en el recubrimiento, como ocurre en diseños viejos de puentes. Cuando el recubrimiento de concreto se desprende, los estribos pierden efectividad en las zonas de traslape del refuerzo.

- e) **Cortante en columnas.** Resistencias a cortante inadecuadas en columnas son una deficiencia común en puentes existentes. Las normas actuales de diseño por capacidad dictan que la resistencia a cortante de un elemento debe exceder la de flexión, de manera que se tenga un comportamiento dúctil. Esto no fue la práctica de diseño en puentes antes de los años 70. Debido a que las columnas se diseñaban para cortantes de diseño insuficientes y a que en general se tiene una sobrerresistencia a flexión, es común encontrar resistencias a cortante menores a un tercio de la de flexión (Maffei 1996).

La resistencia a cortante de una columna de concreto resulta de una interacción compleja de mecanismos que involucran transferencia de cortante por compresión del concreto, ligazón del agregado a lo largo de las grietas inclinadas de flexión-cortante y un mecanismo de armadura en el refuerzo horizontal. Si en el mecanismo de armadura el refuerzo transversal fluye, los anchos de las grietas aumentan rápidamente, disminuyendo la contribución a la resistencia de los mecanismos resistentes a corte del concreto. En estas condiciones, la falla por cortante es frágil e involucra una rápida degradación de resistencia, impidiendo una respuesta sísmica dúctil.

En algunos casos, la falla por cortante puede ocurrir luego de la formación de una articulación plástica a flexión. Esto es una consecuencia de la reducción en capacidad de los mecanismos de cortante asignados al concreto en regiones de articulaciones plásticas una vez que comienza la degradación de rigidez a flexión. Las columnas cortas son particularmente susceptibles a fallas por cortante debido a la alta relación fuerza cortante/momento flector y el diseño conservador a flexión de columnas viejas. Como se mencionó anteriormente, la resistencia real a flexión de columnas existentes es, en general, mayor que la resistencia nominal de diseño si se diseñan con teoría elástica; esto no ocurre con la resistencia a cortante de columnas, ya que generalmente las ecuaciones de diseño eran menos conservadoras.

5. Juntas Viga-Columna

- a) **Cortante en las conexiones entre columnas y cabecero.** Una consecuencia importante del análisis de daño en puentes luego del terremoto de Loma Prieta en 1989, fue el traer a la luz los problemas de cortante en la conexión entre el cabecero y las columnas. En los casos estudiados se ha encontrado que el mecanismo de transferencia de fuerzas de los miembros a las juntas producen en éstas, fuerzas cortantes horizontales y verticales, que pueden ser mucho mayores que las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas no habían sido generalmente tomadas en cuenta en el diseño de puentes, por lo que al no tenerse un refuerzo para estas fuerzas ocurrían las fallas por cortante en las juntas.

b) Cortante y flexión en el cabecero. Las fallas en el cabecero causadas por el terremoto de Loma Prieta en 1989 y la evaluación subsecuente de cabeceros de concreto dañados indican deficiencias importantes en tres áreas: 1) capacidad a cortante insuficiente, particularmente cuando los cortantes sísmicos y por gravedad se suman, 2) terminación prematura del refuerzo para momento negativo (superior) en la viga, y, 3) anclaje insuficiente del refuerzo del cabecero en las regiones extremas. Mientras los dos primeros problemas fueron encontrados principalmente en cabeceros de marcos más anchos que el tablero del puente, la tercera deficiencia se ha encontrado en muchos marcos de múltiples columnas de diseños viejos de puentes.

En el Apéndice A se muestran algunas fotografías de daño observado en puentes durante terremotos recientes.

En todos los sismos recientes se han observado ejemplos de estos tipos de fallas, aún en diseños relativamente nuevos, mostrando que es aún mucho lo que falta por aprender antes de entender claramente el comportamiento de estas estructuras.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES

El objetivo principal de las herramientas de análisis sísmico de puentes es la determinación de su respuesta sísmica en términos de desplazamientos estructurales, y fuerzas y deformaciones en los miembros. Esta determinación es requerida tanto para el diseño de puentes nuevos como para la evaluación sísmica de puentes existentes. Para el diseño de puentes nuevos, estas herramientas son usadas principalmente para evaluar la demanda sísmica en la forma de fuerzas y deformaciones en los miembros, mientras que para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes, el énfasis es sobre la determinación de las capacidades de deformación y resistencia disponibles.

Los modelos de diseño desarrollados para estimar la demanda sísmica son, a menudo, basados en dimensiones aproximadas de los miembros provenientes de un diseño preliminar utilizando propiedades de secciones estimadas y características nominales de los materiales. Para capturar la demanda sísmica se desarrollan modelos que representan el sistema estructural completo y varias técnicas de análisis, mayormente elásticas lineales, que proporcionan la cuantificación de las fuerzas en los miembros para cargas sísmicas estáticas equivalentes o dinámicas. Con base en estas fuerzas, las secciones de los miembros pueden ser refinadas de una manera iterativa, si es necesario.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes está típicamente orientada hacia la estimación de las capacidades disponibles, con base en las dimensiones y detallado conocidos de los miembros, propiedades efectivas de las secciones y propiedades probables o reales de los materiales. El procedimiento consiste en una caracterización detallada del comportamiento fuerza-deformación más probable de los componentes individuales de la estructura del puente, los que son combinados para obtener las capacidades estimadas de deformación de subsistemas separados utilizando técnicas de empujón marco a marco o un análisis dinámico no lineal completo.

El paso final consiste en la comparación de los resultados de demanda y capacidad, lo que requiere la determinación de los desplazamientos equivalentes o fuerzas elásticas obtenidas del modelo correspondiente de diseño o evaluación. Solamente un análisis dinámico no lineal o uno de empujón combinan la caracterización de la componente no lineal y la excitación sísmica para la determinación directa de la respuesta del puente.

3.1. Modelado de Estructuras de Puentes

Dentro del proceso de análisis sísmico del puente, el modelo es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y las características de comportamiento del prototipo de la estructura del puente. A este proceso se le conoce como discretización ya que se usan elementos matemáticos discretos y sus conexiones para describir el comportamiento de la estructura real. Se pueden usar varios niveles de discretización, desde modelos de parámetros concentrados y modelos de componentes estructurales hasta modelos detallados de elementos finitos (Fig. 3.1).

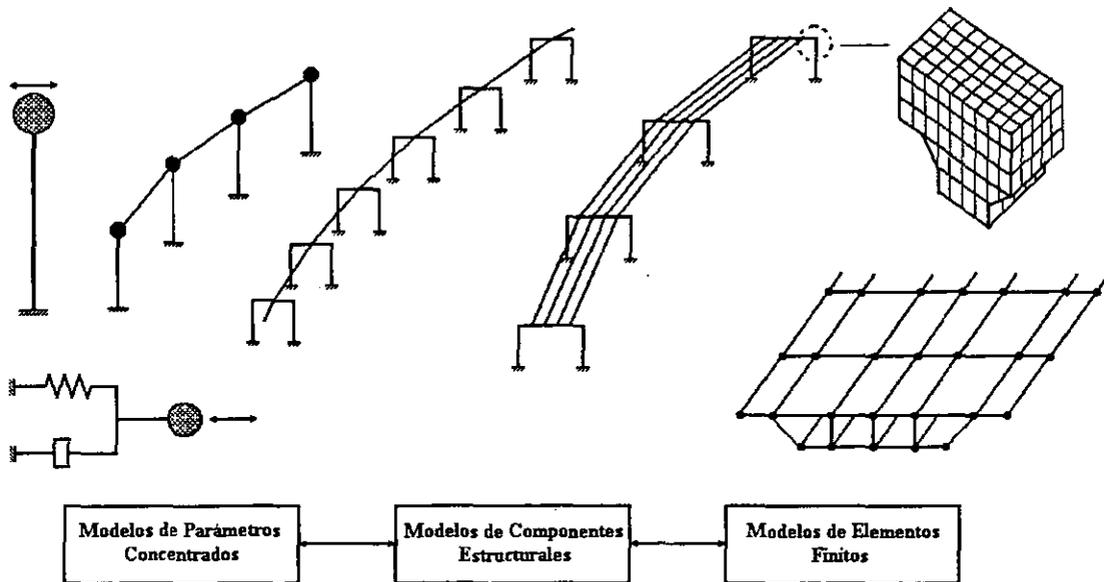


Fig. 3.1. Niveles de Modelado para Análisis Sísmico de Puentes (Priestley et al, 1996)

Los Modelos de Parámetros Concentrados, en los que las características del puente, como la masa, rigidez y amortiguamiento están concentradas convenientemente en ubicaciones discretas, son simples en su formulación matemática pero requieren de conocimiento y experiencia para poder formular las relaciones equivalentes fuerza-deformación de los pocos elementos idealizados, para representar adecuadamente el comportamiento del puente. Los Modelos de Componentes Estructurales se basan en subsistemas estructurales idealizados que están conectados para asemejarse a la geometría general del puente, y la caracterización de la respuesta es proporcionada en la forma de relaciones fuerza-deformación para cada subsistema o componente estructural. Finalmente los modelos de elementos finitos discretizan la geometría real de la estructura del puente con un gran número de elementos pequeños con características de comportamiento derivadas directamente de los materiales que componen la estructura. El esfuerzo de discretización geométrica se va incrementando desde los modelos de parámetros concentrados a los modelos de componentes estructurales, siendo mayor en los modelos de elementos finitos, y puede ser cuantificado por el número de grados de libertad donde un movimiento es posible. Por otro lado, el esfuerzo de modelado en términos de la caracterización de miembros individuales puede automatizarse en los modelos de elementos finitos, pero requiere de definición importante y mucho juicio profesional para los modelos de parámetros concentrados y componentes estructurales. El esfuerzo de modelado también se incrementa cuando en lugar de comportamiento elástico, se deben desarrollar modelos para la respuesta inelástica. Simultáneamente el esfuerzo computacional se incrementa significativamente cuando en lugar de un análisis estático lineal se deben realizar análisis dinámicos no lineales.

La selección correcta de las herramientas de modelado y análisis depende de: (1) el nivel de respuesta para el que se realiza el análisis y el nivel de exactitud deseado, (2) el estado límite de diseño o evaluación para el cual se analiza el puente, (3) la importancia de la estructura y de la herramienta de análisis con la que se puedan obtener mejores resultados, y (4) la experiencia del diseñador y hasta qué grado se pueden utilizar resultados más detallados en el proceso de diseño o evaluación del puente.

3.1.1. El Uso de Modelos 3D vs Modelos 2D.

Para propósitos de análisis es necesario construir un modelo matemático de la estructura del puente. Si un modelo matemático simple puede representar adecuadamente el comportamiento real del puente, esta opción es satisfactoria y no es necesario recurrir a modelos de mayor complejidad. Por lo tanto es necesario prestar cuidadosa atención a la selección del modelo matemático para que ésta sea la opción más simple que represente adecuadamente el comportamiento dinámico de la estructura.

Actualmente se acostumbra modelar el tablero y los apoyos como marcos longitudinales para determinar la respuesta longitudinal del puente. Similarmente, las pilas o marcos transversales son frecuentemente analizados utilizando un modelo bidimensional para calcular su respuesta transversal. La respuesta resultante se determina combinando los dos análisis anteriores. Lamentablemente, estas combinaciones no representan adecuadamente

el comportamiento real de una estructura de puente; además esta opción de modelado no es válida para estructuras de puentes cuyos apoyos y juntas estén esviados respecto al eje del tablero, para puentes curvos y aun para aquellos puentes rectos que presenten características constructivas especiales, como sistemas de aislamiento sísmico, juntas de expansión, etc. cuyo comportamiento está influenciado por los movimientos tridimensionales, o en los que las condiciones del terreno donde están cimentados requieran un modelado complejo de la interacción suelo-estructura.

3.1.2. Modelado y Análisis No Lineal.

Al construir el modelo de un puente es necesario un modelado adecuado de los componentes de la estructura. En muchos casos el comportamiento de un componente de un puente es muy complejo y sofisticado debido a las propiedades inciertas de los materiales con los que se construyen. En estas condiciones es poco probable poder reproducir el comportamiento no lineal real con un modelo de comportamiento. Cuando se define un modelo de comportamiento, se deben conocer de antemano qué modos de comportamiento son importantes y cuáles pueden ser ignorados. De particular importancia es el decidir qué tipo de análisis se debe realizar ya sea un análisis dinámico o un análisis estático más simple. Generalmente se requieren métodos complejos para analizar el modelo de una estructura de puente y poder obtener resultados con suficiente exactitud. Estos métodos pueden ser adecuados para algunos casos, pero no para otros si los modelos son muy sensibles al tamaño de los incrementos de fuerzas o desplazamientos. En estos casos se requiere que los incrementos de tiempo en el análisis sean muy pequeños para seguir exactamente las relaciones fuerza-desplazamiento que están acopladas con soluciones iterativas. Mientras un procedimiento iterativo no es difícil de realizar considerando un solo elemento, en la presencia de varios elementos no lineales en el modelo no se garantiza la convergencia de la estructura total, pues mientras la solución para un elemento puede estar convergiendo la solución para otro puede estar divergiendo. Este problema es especialmente severo cuando las curvas histeréticas de carga y descarga son muy diferentes y la búsqueda del punto de equilibrio puede tomar direcciones erróneas.

Para resolver las dificultades mencionadas anteriormente se debe evitar el uso de procedimientos iterativos mientras sea posible. Es preferible una solución basada principalmente en componentes que contribuyan directamente a las matrices globales de rigideces y amortiguamientos.

3.2 Análisis lineal vs Análisis no lineal

Tradicionalmente, el análisis estructural de puentes se ha basado en la hipótesis de un comportamiento lineal. Las razones principales son las siguientes:

1. Es relativamente fácil modelar y analizar una estructura para un comportamiento lineal.
2. Se puede usar el principio de superposición.
3. Se piensa que los resultados de este tipo de análisis son suficientemente exactos para su uso en diseño.

La última razón es probablemente la más importante ya que el análisis estructural no es el fin sino solamente un paso en el proceso de diseño, esto es, si un análisis lineal no fuera útil para el diseño no se usaría en la práctica. Por lo tanto, para determinar los roles tanto del análisis lineal, como del no lineal, es necesario entender las necesidades de diseño. En muchos casos, un análisis lineal es suficientemente exacto para un diseño convencional basado en resistencia; sin embargo, puede no serlo para aquellos procedimientos de diseño en los que se necesitan tomar en cuenta las deformaciones y el daño, como es el caso de los procedimientos de diseño basados en desempeño en los que el análisis no lineal juega un papel importante en ese proceso.

Debido a que el análisis lineal es bien entendido y relativamente fácil de realizar, los ingenieros han confiado casi exclusivamente en procedimientos de diseño basados en resistencia, con demandas de resistencia calculadas por medio de análisis lineales, a pesar de que se ha reconocido por años que este proceder es poco racional. Lo anterior no significa que el análisis lineal no deba ser usado ya que en el futuro previsible la gran mayoría de análisis estructurales continuarán usando modelos lineales. Sin embargo, a medida que la tecnología avance, el uso de procedimientos de diseño más sofisticados con análisis que incluyan modelos no lineales es la opción a seguir. Dichos procedimientos de diseño están emergiendo, pero la tecnología involucrada no es bien entendida por la mayoría de profesionistas y las herramientas necesarias para aplicarla no son fácilmente asequibles. En síntesis en este momento no se sabe cómo aplicar esta tecnología, y aunque se supiera no se cuenta con las herramientas para aplicarla efectivamente. Transmitir este conocimiento y desarrollar las herramientas correspondientes puede ser un proceso complejo y lento.

3.2.1. Tipos de No Linealidades

El comportamiento no lineal puede ser debido a comportamiento no lineal de los materiales (no linealidad de los materiales) y por cambio en la forma de la estructura y sus componentes (no linealidad geométrica). La no linealidad de los materiales se debe a una variedad de causas, como fluencia, agrietamiento y deslizamiento friccional. La no linealidad geométrica puede ser causada por deformaciones muy grandes, o por cambios de forma relativamente pequeños, como en la mayoría de los marcos. En el primer caso, el análisis debe hacer uso de la teoría de deformaciones grandes. En el segundo caso, se puede usar un método de análisis más sencillo, basado en la teoría del efecto $P-\Delta$.

3.2.1.1. No Linealidad del Material

Un elemento toma en cuenta las no linealidades del material por medio de una relación constitutiva acción-desplazamiento no lineal. Dependiendo del tipo de elemento, esta relación puede ser esfuerzo y deformación, fuerza axial y deformación axial, momento y curvatura, momento y rotación en la articulación, etc. Las relaciones no lineales pueden tomar diferentes formas, dependiendo de la causa (o causas) de la no linealidad y de la precisión con que se va a modelar.

En muchos casos existe tanta incertidumbre acerca de las cargas y propiedades de los materiales que es poco lo que se puede ganar al usar un modelo no lineal elaborado. No obstante, el modelo debe ser razonablemente realista. Una manera de crear un modelo más realista es identificando las causas del comportamiento no lineal y capturar esas causas en las relaciones constitutivas. Algunas de las causas que pueden producir no linealidad en el material son:

1. Apertura y cierre de fisuras.
2. Fractura frágil.
3. Flujo plástico.
4. Deslizamiento friccional.
5. Cambio inelástico de volumen.

Además, se consideran casos donde se usa una relación constitutiva para modelar no linealidades geométricas.

3.2.1.2. No Linealidad Geométrica

En cualquier método de análisis estructural existen tres ingredientes claves, 1) continuidad (compatibilidad geométrica), 2) acción-deformación del elemento, y 3) equilibrio. Esencialmente la no linealidad del material es tomada en cuenta en las relaciones acción-deformación del elemento, y la no linealidad geométrica es tomada en cuenta en las relaciones de equilibrio y compatibilidad. Si se ignoran las deformaciones grandes, las relaciones de continuidad y equilibrio son lineales. Si no se pueden ignorar las deformaciones grandes, una o ambas relaciones se convierten en no lineales.

3.2.3. Efectos Dinámicos

Los análisis dinámicos son más complejos que los estáticos ya que involucran las fuerzas de inercia, viscosas y estáticas además de la variable tiempo, ya que es necesario determinar la solución para cada instante de tiempo. Usualmente las masas se concentran en los nodos del modelo, y en lo que concierne a las fuerzas de inercia hay muy poca diferencia entre un análisis lineal y uno no lineal. Sin embargo, si se usan masas consistentes en los elementos y se consideran los cambios de geometría de los mismos pueden existir diferencias; la razón es que la matriz consistente de masas para un elemento depende de su forma deformada y cuando un elemento fluye su deformada puede cambiar. En ese caso, la matriz consistente de masas no es constante. Si las fuerzas de inercia son considerables (i.e., una viga con claro largo), es mejor subdividir el miembro en varios elementos y concentrar las masas en los nodos en lugar de usar una matriz consistente de masas.

Un problema más importante en el análisis dinámico no lineal es el modelado del amortiguamiento. Este efecto se discutirá con más detalle en el capítulo 4.

3.2.4. Análisis Dinámicos No Lineales

Para análisis dinámicos lineales, el análisis modal espectral es eficiente, conveniente y suficientemente bueno para la mayoría de los casos prácticos. Sin embargo este método está basado en la superposición de las respuestas modales, y por lo tanto no es aplicable a problemas no lineales. Los espectros de respuesta inelástica son útiles conceptualmente, pero ellos aplican solamente a estructuras de un grado de libertad.

A menos que se use un modelo de análisis linealizado (por ej. métodos de rigidez secante), es necesario realizar un análisis de historias en el tiempo, integrando las ecuaciones de equilibrio dinámico paso a paso a través del tiempo para calcular la respuesta de la estructura. Esto es computacionalmente más costoso que un análisis modal espectral, pero tiene el inconveniente que la respuesta calculada tiende a ser sensible al movimiento sísmico. Es decir, que aún cambios pequeños en los movimientos del terreno pueden llevar a grandes cambios en la respuesta calculada. Por lo tanto es importante realizar análisis para un conjunto de probables movimientos sísmicos del terreno, lo que generalmente no se hace.

Es de hacer notar que aún es posible usar formas modales en análisis dinámicos no lineales (no superposición modal). Una característica importante del análisis modal es que con base en los factores de participación se puede reducir el número de grados de libertad en el modelo sin incurrir en errores importantes en la respuesta.

3.2.5. Pasos y Reglas para Modelado No Lineal

En la mayoría de los casos, el análisis estructural se usa para calcular valores de demanda. Dada una estructura, los componentes que componen la estructura, y un conjunto de medidas demanda-capacidad para cada componente, la tarea principal es construir un modelo de análisis que de valores de demanda adecuados para propósitos de diseño. Si se requiere un análisis no lineal, la mayoría de los ingenieros necesitarán asistencia para realizar esta tarea, en forma de reglas y guías para poder construir modelos congruentes y con significado. En este momento no existen dichas reglas y la mayoría de las decisiones de modelaje se dejan a juicio del ingeniero.

3.2.5.1. Pasos generales para construir un modelo.

Los pasos generales para construir un modelo de análisis son los siguientes:

- a. Identificar los componentes estructurales (miembros y conexiones)
- b. Para cada componente identificar los modos importantes de comportamiento.
- c. Para cada modo de comportamiento decidir si éste es gobernado por comportamiento o reglas prescritas.
- d. Se deben seleccionar una o más medidas de demanda-capacidad y se deben tener métodos para calcular los valores de demanda y capacidad. Se debe construir un modelo

de análisis y obtener los valores de demandas de los resultados del análisis. Las reglas de modelado para los modos de comportamiento que son gobernados por reglas prescritas son similares a aquellas que son gobernadas por comportamiento. Sin embargo, no se necesitan las medidas demanda-capacidad y no hay que calcular valores de demanda. En su lugar, se deben especificar reglas para garantizar la obtención del comportamiento requerido.

3.3. Herramientas para el Análisis de Puentes. Estado del Arte.

Existen varias técnicas analíticas que pueden usarse para calcular la respuesta sísmica de estructuras de puentes. A continuación se listan algunas de las opciones de análisis en orden de complejidad:

- 1. Análisis Elástico 2D.** Esta opción es la más usada y tiene sus raíces en los primeros programas de computación que se desarrollaron para el análisis de marcos planos. En ella, un puente recto se analiza en dos planos, uno en el que ocurre la respuesta longitudinal y vertical y el otro la respuesta transversal. Con este análisis es posible capturar los modos de vibración desacoplados; también es posible identificar las demandas en los miembros. Esta opción de análisis tiene la desventaja de que con ella no es posible predecir los estados límites de fuerza y desplazamiento.
- 2. Análisis del mecanismo de colapso 2D.** Esta opción, aunque no es comúnmente usada en la práctica, representa una de las herramientas de análisis sísmico equivalente más poderosa. Se usa para determinar la secuencia de las acciones inelásticas, la formación de mecanismos locales y la formación del modo global de colapso. Como este tipo de análisis es realizado típicamente para fuerzas sísmicas laterales, generalmente se conoce como análisis de empujón. El análisis de empujón utiliza una distribución predefinida de fuerzas, las cuales se escalan junto a los desplazamientos hasta que se produce el primer evento en la forma de un efecto inelástico o no lineal. Luego de cada evento el modelo estructural se altera físicamente para reflejar su ocurrencia en la forma de un cambio en la rigidez de algún miembro, la introducción de articulaciones plásticas en el modelo y la modificación de la distribución de cargas laterales. De esta manera se puede decir que el análisis de empujón consiste de una serie de análisis lineales elásticos con un modelo estructural y cargas equivalentes que van cambiando por pasos. Los resultados de un análisis de empujón son las capacidades de deformación última de los elementos y las demandas inelásticas de deformación en mecanismos locales. Como las características de rigidez efectiva de los subsistemas de los puentes, tales como marcos transversales o longitudinales, pueden ser obtenidas fácilmente de un análisis de empujón, estos modelos son útiles en la evaluación de la demanda sísmica espectral. El reconocimiento reciente de estas capacidades del análisis de empujón ha llevado al desarrollo de programas comerciales especializados, como SC-PUSH3D y NL-PUSH. Lamentablemente, estos programas son muy limitados en su alcance ya que no toman en cuenta la variación de la carga lateral y están orientados a estructuras de edificios. Este mismo concepto de escalar eventos ha

estado disponible por muchos años en forma limitada en programas de análisis no lineal como el ULARC y la familia de programas DRAIN.

3. **Análisis elástico 3D.** Muchos ingenieros consideran esta opción como el estado del arte. Los programas de computadora, basados en este método, y que son comúnmente usados para el análisis de puentes (por ejemplo, SAP2000, SEISAB y GT-STRUDL) son capaces de identificar respuestas tridimensionales siempre y cuando no se considere el comportamiento no lineal. La mayoría de las empresas comerciales que han desarrollado estos programas actualmente están explorando maneras de extenderlos para incorporar comportamiento no lineal para sus elementos estructurales.
4. **Análisis inelástico 2D.** Programas de computadora que pueden realizar análisis dinámicos inelásticos de historias en el tiempo de estructuras de puentes han estado disponibles por más de 20 años (Kanaan y Powell 1973). Los programas de análisis inelásticos en 2D han sido generalmente desarrollados por investigadores y algunas veces han sido usados por diseñadores que desean realizar análisis avanzados. Sin embargo, el uso de ese tipo de programas ha sido limitado en aplicaciones prácticas. Al principio de la década de los 90, muchos de los programas originales de análisis dinámicos de historias en el tiempo fueron extendidos para permitir la realización de análisis estáticos no lineales. Luego del terremoto de Loma Prieta de 1989, la comunidad de ingeniería de puentes comenzó a tomar conciencia de la necesidad de desarrollar herramientas de análisis más avanzadas particulares para estructuras de puentes. Como un primer paso, los programas inelásticos de historias en el tiempo fueron mejorados para realizar análisis estáticos de empujón para la evaluación de la resistencia y capacidad de deformación de las estructuras de puentes en los diferentes marcos de columnas.
5. **Análisis de Demanda-Capacidad.** Recientemente, los análisis de demanda-capacidad de estructuras de puentes han sido recomendados para la evaluación sísmica de puentes en el Manual de Reforzamiento Sísmico de la FHWA (Buckle y Friedland 1995). Estos métodos requieren de una estrategia computacional híbrida, la que, por una parte evalúa la demanda (generalmente usando programas lineales 3D por análisis modal), y por la otra evalúa la capacidad usando métodos de empujón con resistencia lateral equivalente. Para la evaluación de la capacidad, el manual de reforzamiento sugiere métodos manuales de cálculo para ese propósito.
6. **Análisis Inelásticos 3D.** El método de los elementos finitos ha evolucionado en los últimos 35 años y el presente estado del arte permite el uso de análisis inelásticos de historias en el tiempo de sistemas complejos. Existen diversos programas de análisis general que son capaces de llevar a cabo esa tarea como ANSYS, ADINA, ABAQUS y DIANA. Desafortunadamente, la mayoría de los despachos de ingeniería civil no se sienten cómodos usando estos programas, ya que el uso de estas herramientas requiere habilidad y experiencia al utilizar algunos de sus atributos y capacidades avanzadas. Para usar alguno de estos programas de elementos finitos para el análisis de estructuras de puentes se necesita preparación especial de los usuarios. El mayor

impedimento en el uso de estos programas para ingeniería sísmica es que las características no lineales son de alguna manera simplistas y que no cuentan con modelos histeréticos sofisticados, particularmente para analizar elementos de concreto estructural; a pesar de esto, los modelos avanzados pueden construirse con una malla muy fina de elementos finitos que probablemente podrían emular razonablemente el comportamiento del concreto reforzado bajo cargas cíclicas, además, la mayoría de los despachos de diseño no poseen el equipo necesario para ejecutar ese tipo de análisis avanzado.

En un estado del arte en la práctica del análisis en la ingeniería estructural preparado en un artículo reciente por Wilson (1994) se describe la aplicación de técnicas de subestructuración para analizar estructuras con no linealidades restringidas a un número reducido de nodos. Sin embargo, el procedimiento propuesto no puede manejar bien los atributos inelásticos y el daño estructural asociado con la degradación de resistencia y/o rigidez de elementos de concreto reforzado.

En los últimos años, se han desarrollado varias plataformas computacionales para el análisis inelástico 3D de sistemas estructurales simples. Sin embargo, muy pocos de estos programas se pueden aplicar directamente en puentes. El programa DRAIN-3DX (Prakash et al 1992) en su versión actual sólo permite modelar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de concreto con una formulación de elementos de fibras. Debido a la naturaleza compleja de este modelo, no es realista usar este tipo de programas en una estructura real ya que un modelo de esta naturaleza lleva a problemas mal condicionados, particularmente cuando se considera un gran número de elementos no lineales de este tipo.

Una manera de superar las dificultades computacionales asociadas con el uso de modelos de fibras es usar en su lugar macromodelos que tengan capacidad bidireccional de modelado. Dicha aproximación generalmente lleva a reducir la complejidad del problema; sin embargo, se presenta el inconveniente de cómo calibrar las propiedades de estos modelos para cargas bidireccionales. Un ejemplo de ese tipo de programas es el descrito por Lobo (1994). En este programa los macromodelos son calibrados a través de una combinación de parámetros de análisis de momento-curvatura identificados en estudios experimentales anteriores.

Quizás la única plataforma computacional existente para el análisis tridimensional no lineal de estructuras de puentes es el programa NEABS II (Imbsen y Penzien 1986). Aunque este programa tiene muchos atributos deseables para análisis tridimensionales no lineales, su utilidad es limitada por la naturaleza simplista de los modelos histeréticos que usa. Por ejemplo, los elementos de concreto reforzado son modelados con una regla de comportamiento elastoplástica; es difícil utilizar esa aproximación simple para representar el comportamiento real de estos elementos bajo acciones tridimensionales complejas. El programa NEABS II es también poco flexible ya que fue diseñado para modelar condiciones características de la zona oeste de los Estados Unidos. Para puentes que no tienen estas características, el programa es difícil de usar. Una deficiencia importante de

este programa es que sólo tiene capacidad para manejar excitaciones diferenciales entre los distintos apoyos en el rango lineal de comportamiento.

El concepto de análisis de daño acoplado al análisis no lineal de historias en el tiempo se ha convertido en un tema muy importante dadas las tendencias actuales de diseño por desempeño. Hasta la fecha no existen paquetes de programas que combinen análisis no lineal con análisis de daño en puentes. Existen, sin embargo, programas originados en investigaciones en universidades que realizan este tipo de análisis en edificios, entre ellos se encuentran DRAIN-2DX, SARCF, CANNY-E e IDARC-2D.

3.3.1. Necesidades de Investigación

Muchas características deseables en un programa de análisis dinámico no lineal de puentes existen actualmente en otros programas desarrollados para otras aplicaciones. Por esto, existe una necesidad clara de incluir todas estas características dentro de una plataforma computacional particular para puentes. Por ejemplo, en los últimos años se ha realizado mucho trabajo de investigación sobre el comportamiento en 2 y 3 dimensiones de sistemas de aislamiento sísmico con un énfasis particular en estructuras de edificios. Ciertos programas que son el resultado de ese trabajo (e.g. 3-D BASIS Nagarajaiah et al 1989) tienen características que también son deseables en estructuras de puentes.

Como se mencionó anteriormente, la información existente sobre los procedimientos de análisis en los que se compara la capacidad sísmica con la demanda se encuentran fragmentados en la literatura especializada; por esto existe la necesidad de juntar toda esta información y acoplarla a los conceptos de análisis de daño. De esta manera será posible realizar un análisis no lineal tridimensional de una estructura de puente en el que se incorporen las principales características de los elementos particulares que la forman.

Se debe enfatizar que los actuales métodos de análisis para evaluar la capacidad sísmica, como el método del empujón, se realizan sobre una base marco a marco y luego se combinan de alguna manera para dar el efecto total para la estructura del puente. El problema con esta metodología es que la combinación de efectos no es válida si se espera que la estructura sea sometida a un sismo extremo que produzca efectos inelásticos importantes. Por lo tanto es deseable que los análisis tridimensionales de empujón se realicen considerando toda la estructura. De esta manera se pueden eliminar algunas de las incertidumbres que tienen que ver con la interacción y combinación de efectos tridimensionales no lineales.

3.4. Análisis No Lineal Tridimensional de Puentes.

Hasta 1971 los códigos de diseño habían puesto poco énfasis en normas que tomaran en cuenta los efectos sísmicos en puentes. Los diseños eran exclusivamente basados en teoría elástica usando fuerzas estáticas horizontales equivalentes limitadas aproximadamente a un 10% del peso de la estructura. Los efectos del terremoto de San Fernando en 1971 sobre los puentes dieron lugar a una serie de cambios en la metodología del diseño sísmico de

puentes en Norteamérica. Una considerable cantidad de daño se atribuyó a efectos dinámicos de inercia, y los métodos de diseño evolucionaron para tomar en cuenta esos efectos. Además comenzaron a tomarse en cuenta consideraciones de diseño por capacidad (Paulay y Priestley 1992).

Hay que tomar en cuenta que el comportamiento estructural de puentes es diferente del de otro tipo de estructuras; esto es debido a que los puentes poseen características particulares que deben ser consideradas cuidadosamente en su análisis y diseño. Entre las más importantes se pueden mencionar:

1. Las alturas diferentes de sus columnas. Esta característica lleva a una distribución no uniforme de la rigidez a lo largo del eje de la estructura, que se refleja en zonas de concentración de daño.
2. El gran número de partes semiconectadas. Esto hace que la respuesta dinámica de la estructura cambie abruptamente durante un terremoto debido a la separación o contacto de segmentos adyacentes de la superestructura a cada lado de las juntas de expansión.
3. La gran cantidad de apoyos, ampliamente espaciados, y que generalmente no están interconectados. Esta característica puede llevar a diferencias en las cargas dinámicas de cada pila debido a los cambios en la amplitud y la fase de los movimientos sísmicos en la ubicación de cada apoyo.
4. Las diferentes rigideces de un puente en las direcciones longitudinal y transversal. Esta característica hace que las propiedades dinámicas y la capacidad sísmica del sistema puedan ser muy diferentes en ambas direcciones.
5. El comportamiento no lineal de los marcos transversales. Esta característica puede dar lugar a una variación en rigidez a lo largo de la estructura. Esto ocurre al existir una reducción en la rigidez de las columnas asociada al comportamiento no lineal.

En años recientes se han introducido sistemas de protección para reducir la vulnerabilidad sísmica de los puentes. Estos sistemas incluyen dispositivos de aislamiento de base, dispositivos de amortiguamiento y sistemas de control activo. Los sistemas de aislamiento y disipación introducen elementos no lineales en el modelo de la estructura y su presencia influye en la configuración estructural de un puente y por lo tanto en su respuesta.

Una característica importante de los puentes es que debido a su configuración los movimientos sísmicos en sus apoyos pueden ser diferentes, lo que puede producir fuerzas dinámicas adicionales sobre la estructura y su cimentación. Este punto se discute con más detalle en el Capítulo 7.

Todo lo expuesto anteriormente muestra la necesidad de realizar análisis no lineales tridimensionales para la determinación de la respuesta sísmica de puentes; los modelos en dos dimensiones proporcionan información limitada que en muchos casos puede no ser conservadora en la predicción del comportamiento total del puente.

CAPÍTULO 4

DESARROLLO DE UN PROGRAMA PARA EL ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL NO LINEAL DE PUENTES

La falta de una herramienta confiable para el análisis no lineal tridimensional de estructuras de puentes ha llevado al desarrollo de un programa de computación para el análisis de este tipo de estructuras. El programa está escrito en forma modular en lenguaje FORTRAN90, con algunas características importantes como la ubicación dinámica de memoria a través de apuntadores enteros, recursión, nombres largos de variables y formatos extendidos de línea. El programa puede ejecutarse tanto en estaciones de trabajo bajo el sistema operativo UNIX, como en computadoras personales, bajo el ambiente Windows, usando el compilador Digital Visual Fortran.

El programa está construido en forma modular en cuanto a 1) diseño y traducción de los algoritmos de análisis a un lenguaje de alto nivel y 2) organización física del código fuente. Este último consiste de más de 200 subrutinas y funciones separadas, cada una de las cuales realiza una tarea específica en el proceso del análisis estructural. La manera secuencial como está diseñado el programa facilita al usuario el entendimiento y seguimiento del flujo del mismo y le da la oportunidad de incluir fácilmente en el código nuevos tipos de elementos o modificar los existentes.

4.1. Tipos de Análisis

El programa ofrece varias opciones de análisis dinámicos, cuasi-estáticos y de empujón, aplicables en situaciones tanto de análisis como de diseño. Dichas opciones son:

1. Análisis Estático lineal.
2. Análisis de frecuencias y modos naturales de la estructura.
3. Análisis cuasi-estático no lineal usando como excitación incrementos de fuerzas o de desplazamientos.
4. Análisis de empujón (modo de colapso) con una distribución de fuerzas laterales definidas por el usuario. Se usan dos criterios para terminar el análisis: 1) desplazamiento máximo en una junta a lo largo de un grado de libertad y/o 2) un valor límite del corte basal total.
5. Análisis de empujón monótono en el que la distribución de las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura se modifican de acuerdo con los cambios de la forma modal fundamental instantánea. Los criterios de finalización del análisis son los mismos de la opción 4.
6. Análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo, usando como excitación movimientos uniformes del terreno.
7. Análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo usando como excitación movimientos del terreno, diferentes en cada apoyo.
8. Análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo, usando como excitación fuerzas especificadas.

La selección de análisis tridimensionales inelásticos o elásticos lineales, depende de las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los elementos usados para construir el modelo estructural. El daño de todos los componentes que exhiben comportamiento histerético es observado al final de cada incremento de carga a través de índices acumulativos (Park y Ang 1985, Williams y Sexmith 1994, Reinhorn et al 1996), que definen el daño sísmico estructural como una combinación lineal de la máxima deformación y la energía histerética absorbida.

4.2. Tipos de Elementos.

El programa cuenta con una biblioteca de elementos para modelar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los componentes estructurales, dispositivos de aislamiento y amortiguamiento, juntas de expansión y sistemas de cimentación comúnmente encontrados en estructuras de puentes. Actualmente se han implantado los siguientes tipos de elementos:

1. Elemento viga-columna tridimensional elástico. Este elemento básico de la teoría del análisis matricial es particularmente útil para modelar segmentos del tablero y columnas en los cuales no se exceda durante el análisis la capacidad del momento de agrietamiento (de componentes de concreto reforzado) o la capacidad de momento de fluencia (de componentes de acero estructural).

2. Elemento tridimensional viga-columna no lineal. El elemento usa la formulación del modelo de plasticidad distribuida (Rouffaiel y Meyer 1987) y puede ser utilizado para modelar el comportamiento no lineal hysterético del tablero y las columnas del puente.
3. Elemento viga-columna no lineal hysterético tridimensional que incluye la interacción entre la flexión en las dos direcciones principales y la fuerza cortante.
4. Elemento aislador tridimensional con (i) relación fuerza-desplazamiento no lineal hysterética en cada una de las direcciones horizontales globales, (ii) relación momento flector-rotación elástica lineal, y (iii) leyes fuerza axial-desplazamiento. El elemento puede ser usado para modelar los apoyos elastoméricos del puente.
5. Elemento aislador elastomérico no lineal que toma en cuenta el efecto del aumento de su rigidez para niveles altos de deformación por cortante.
6. Elemento aislador deslizante tridimensional con curva fuerza-desplazamiento no lineal hysterética en ambas direcciones horizontales (globales). El modelo considera explícitamente el efecto de la variación de la fuerza normal sobre la fricción. El elemento está desarrollado específicamente para representar un tipo de apoyo a fricción de un puente.
7. Elemento junta de expansión no lineal. Este elemento originalmente fue desarrollado para el programa NEABS y sirve para modelar las características más importantes de una junta de expansión de una estructura de puente.
8. Elemento bilineal unidireccional capaz de modelar (i) holguras iniciales de tensión y compresión ($F \approx 0$, $d \neq 0$), (ii) relación fuerza axial-desplazamiento inelástica no lineal en tensión, y (iii) relación fuerza axial-desplazamiento elástica no lineal en compresión. El elemento está desarrollado para representar la interacción entre elementos adyacentes del tablero en una junta de expansión típica caracterizada por una rigidez mínima en la holgura, posible fluencia del sujetador, y transferencia de carga luego del impacto.
9. Elemento resorte lineal tridimensional. Elemento que incluye además de los términos diagonales en su matriz de rigideces, los términos de acoplamiento entre rotación y traslación a lo largo de los dos ejes horizontales, permitiendo modelar conexiones flexibles e interacción suelo-estructura.
10. Elemento de amortiguamiento viscoso tridimensional. La estructura del elemento es análoga a la del resorte tridimensional mencionado anteriormente. La contribución de estos elementos se suma a la matriz de amortiguamiento global.

El programa contempla algunas condiciones especiales de frontera y opciones de conectividad como resortes en los extremos de vigas, liberación de grados de libertad en extremos de miembros y brazos rígidos, para modelar algunas conexiones complejas entre los componentes que pueden presentarse en algunas estructuras de puentes reales.

4.3. Métodos para Evaluar el Comportamiento Sísmico de Puentes

La filosofía moderna de diseño sísmico se basa en la habilidad que tienen las estructuras para experimentar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de resistencia ni de capacidad para disipar energía hysterética. Al permitir respuestas inelásticas, las fuerzas en los elementos estructurales disminuyen lo que lleva a un menor ingreso de energía al sistema estructural. Sin embargo, el efecto beneficioso puede estar limitado por el daño

sufrido por el miembro en términos de deformaciones excesivas que pueden resultar en degradación en la funcionalidad de la estructura luego de un sismo y deterioro de su capacidad de ductilidad.

La cuantificación de daño es parte del proceso de evaluación sísmica y las herramientas analíticas modernas necesitan poseer esa capacidad. Esto puede hacerse observando la respuesta de los componentes estructurales, subestructuras o el sistema total durante la excitación dinámica, y comparándolo con sus respectivas capacidades. En los análisis de historias en el tiempo se pueden observar simultáneamente los parámetros de la respuesta y las capacidades últimas ya que ambos van cambiando a través del terremoto. Estrictamente hablando, los análisis de daño sólo pueden realizarse en el transcurso de análisis de historias en el tiempo. Sin embargo, se pueden utilizar aproximaciones para simular y obtener información de daño a través de análisis cuasi estáticos de empujón, a expensas de exactitud.

La evaluación del comportamiento de un puente durante un evento sísmico es crítica en el diseño o reforzamiento de su estructura. El procedimiento de evaluación se puede realizar de una manera racional comparando, al mismo tiempo, la “demanda” impuesta por el sismo con la “capacidad” correspondiente de la estructura. La “demanda” es usualmente expresada en términos de las deformaciones máximas a que la estructura estará sometida durante el evento, mientras la “capacidad” viene dada por la deformación máxima que la estructura y sus componentes pueden soportar, correspondiente a un estado límite de servicio o colapso especificado.

Uno de estos métodos aproximados consiste en combinar un gráfico de la capacidad estructural con un espectro compuesto para definir el punto de respuesta en la intersección de las curvas (Reinhorn et al 1996). Otro método es el presentado en el capítulo 9, el cual está basado en la respuesta de un sistema de un grado de libertad, cuyo desempeño viene dado por una curva de comportamiento derivada de la curva del empujón de la estructura, y que toma en cuenta la variación de la distribución equivalente de las cargas laterales a medida que se va presentando el daño en la estructura durante el empujón.

Es de hacer notar que para una distribución de cargas dada, un sistema inelástico puede definirse con una representación independiente fuerza-deformación contra la demanda espectral.

4.4. Métodos para Calcular la Respuesta Sísmica en Puentes

La respuesta de puentes a cargas sísmicas puede obtenerse por una variedad de métodos, de los cuales los más populares son los métodos de superposición modal y de integración directa (Chopra 1995). El método de superposición modal, aunque más eficiente numéricamente, es, al menos en principio, limitado a análisis elásticos lineales, a menos que se maneje información modal instantánea en cuyo caso sería un método de alto costo computacional. El método seleccionado en este trabajo para determinar la respuesta sísmica de estructuras de puentes, es el de integración directa de las ecuaciones del movimiento por

su habilidad en manejar la respuesta estructural no lineal de una manera eficiente, y también, debido a la disponibilidad de algoritmos numéricos eficientes en la literatura (Hilber et al 1977, Imbsen y Penzien 1986, Carr 1994).

Tres procedimientos de análisis de historias en el tiempo se han implementado hasta ahora en el programa: (i) Análisis dinámico con aceleración en la base para el caso de movimientos uniformes del terreno, (ii) Análisis dinámico con desplazamientos en la base, que puede ser usado tanto para movimientos uniformes en la base como para movimientos diferenciales en los apoyos y (iii) Análisis dinámico con fuerzas en los grados de libertad no restringidos de la estructura.

4.4.1. Análisis Inelástico No Lineal

La ecuación de movimiento de una estructura no lineal sometida a una excitación sísmica puede escribirse como:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C(u)]\{\dot{u}(t)\} + [K(u)]\{u(t)\} = \{F(t)\} \quad (4.1)$$

donde las matrices de rigideces y amortiguamiento, $[K(u)]$ y $[C(u)]$, respectivamente dependen del nivel de la respuesta estructural, mientras el vector de fuerzas $\{F(t)\}$, depende del tipo de excitación sísmica (i.e. desplazamiento/velocidad o aceleración).

Dado un movimiento sísmico, la Ec. 4.1 puede integrarse paso a paso para obtener las historias en el tiempo en los diferentes grados de libertad. En cada paso de integración, se pueden comparar las deformaciones estructurales con límites de respuesta predefinidos (desplazamientos o curvaturas últimas, capacidades de apoyos, etc.) a nivel de la sección, componente, subestructura o estructura completa. Para este fin se puede usar un índice de daño (Park y Ang 1985, Valles et al 1996, Ye 1996) para evaluar la acumulación del daño en la estructura y sus componentes.

Para tomar ventaja de las capacidades del análisis sísmico no lineal, se debe modelar el comportamiento histerético de los elementos lo más exacto posible. Debido a la interacción directa entre los diferentes componentes, los sistemas de protección sísmica (aislamiento de base y dispositivos de amortiguamiento) contribuyen directamente a las matrices de rigideces y amortiguamientos de la estructura. También se puede tomar en cuenta la influencia de la variación espacial de los movimientos del terreno en los distintos apoyos de la estructura, aunque el conocimiento de este tipo de excitación está aún en desarrollo.

Al estudiar la respuesta en el tiempo de los sistemas estructurales sometidos a una serie de movimientos sísmicos del terreno, se puede obtener información valiosa para entender su respuesta sísmica y la cantidad de daño que puede sufrir una estructura durante un temblor. El potencial de daño de un sismo puede medirse en términos de la cantidad de energía que entra al sistema estructural, la cantidad de energía disipada por deformaciones inelásticas y por amortiguamiento, así como de la ductilidad de desplazamiento de la estructura, y el

número de excursiones inelásticas y reversiones experimentadas durante la excitación sísmica (Zharah y Hall, 1985). Estas cantidades pueden ser obtenidas de la variación en el tiempo de la energía de la estructura y puede ser usada para clasificar los registros sísmicos.

4.4.2. Análisis Dinámico Considerando Movimiento Uniforme en la Base.

La ecuación que gobierna el movimiento de un sistema no lineal de múltiples grados de libertad bajo cargas dinámicas puede expresarse en la siguiente forma incremental (Chopra 1995):

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C(u)]\{\Delta\dot{u}\} + [K(u)]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (4.2)$$

donde

$$\begin{aligned} \{\Delta u\} &= \text{Incremento de desplazamientos nodales relativos a los de la base} \\ &\quad \text{sobre el intervalo de tiempo } \Delta t = t_{i+1} - t_i \\ \{\Delta\dot{u}\} &= \text{Incremento de velocidades.} \\ \{\Delta\ddot{u}\} &= \text{Incremento de aceleraciones.} \\ \{\Delta F\} = -[M]\{\Delta\ddot{u}_g\} &= \text{Vector de carga en el caso de movimiento uniforme del terreno.} \\ \{\Delta\ddot{u}_g\} &= \text{Incremento de la aceleración del terreno.} \end{aligned}$$

Se asume que la matriz de rigideces $[K(u)]$ permanece constante durante el intervalo de tiempo $\Delta t = t_{i+1} - t_i$. El equilibrio dinámico de un sistema no lineal en el instante de tiempo t_{i+1} se alcanzará solamente si la matriz de rigideces incrementales se calcula con base en la respuesta en los dos extremos del intervalo de tiempo (t_{i+1} y t_i). Como esto no es posible (la respuesta al final del intervalo de tiempo no se conoce), usualmente la matriz de rigideces se aproxima por el valor tangente correspondiente a t_i , es decir, $[K] = [K_T]$.

La ecuación del movimiento puede integrarse directamente usando un método de integración paso a paso como el Beta de Newmark (Newmark 1959). De acuerdo con este método, se supone que la respuesta de aceleraciones del sistema sigue un cierto patrón dentro del rango $\Delta t = t_{i+1} - t_i$. La velocidad y desplazamiento al tiempo $t = t_{i+1}$ se calculan integrando la función de aceleración asumida:

$$\{\dot{u}_{i+1}\} = \{\dot{u}_i\} + (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{u}_i\} + (\gamma\Delta t)\{\ddot{u}_{i+1}\} \quad (4.3)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \Delta t\{\dot{u}_i\} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\{\ddot{u}_i\} + \beta(\Delta t)^2\{\ddot{u}_{i+1}\} \quad (4.4)$$

donde β y γ son parámetros que definen la variación de la aceleración sobre el intervalo de tiempo.

Los incrementos de velocidad y aceleración sobre el intervalo de tiempo Δt se obtienen al reescribir las Ec. 4.3 y 4.4 y resolviendo la segunda ecuación para $\Delta\ddot{u}$:

$$\{\Delta\dot{u}_i\} = \left(\frac{\gamma}{\beta\Delta t}\right)\{\Delta u_i\} - \left(\frac{\gamma}{\beta}\right)\{\dot{u}_i\} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\{\ddot{u}_i\} \quad (4.5)$$

$$\{\Delta\ddot{u}_i\} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\{\Delta u_i\} - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}_i\} - \frac{1}{2\beta}\{\ddot{u}_i\} \quad (4.6)$$

Introduciendo las Ec. 4.5 y 4.6 en la Ec. 4.2 resulta una forma algebraica de la ecuación de movimiento:

$$[\tilde{K}]\{\Delta u\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (4.7)$$

donde la matriz equivalente de rigideces y el vector de cargas son iguales a:

$$[\tilde{K}] = [K] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}[M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C] \quad (4.8)$$

$$\{\Delta\tilde{F}\} = \{\Delta F\} + \left(\frac{1}{\beta\Delta t}[M] + \frac{\gamma}{\beta}[C]\right)\{\dot{u}_i\} + \left(\frac{1}{2\beta}[M] + \frac{\gamma}{2\beta}\Delta t[C] - \Delta t[C]\right)\{\ddot{u}_i\} \quad (4.9)$$

Una vez obtenida $\{\Delta u\}$ de la Ec. 4.7, $\{\Delta\dot{u}\}$ y $\{\Delta\ddot{u}\}$ se calculan de las Ec. 4.5 y 4.6. Para obtener la respuesta al tiempo t_{i+1} , sólo basta con añadir los incrementos a las respuestas en el instante t_i .

Se ha mostrado (Bathe y Wilson 1976), que el método anterior es incondicionalmente estable para:

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad , \quad \beta \geq \frac{1}{4}\left(\frac{1}{2} + \gamma\right)^2 \quad , \quad \frac{1}{2} + \gamma + \beta > 1 \quad (4.10)$$

Con base en lo anterior, y con el objeto de no introducir ningún tipo de amortiguamiento artificial en el modelo, los parámetros seleccionados para este programa son:

$$\gamma = \frac{1}{2} \quad , \quad \beta = \frac{1}{4} \quad (4.11)$$

4.4.3. Análisis Dinámico Considerando Movimientos Diferenciales en los Apoyos.

El interés en el estudio del efecto de los movimientos diferenciales en la base de una estructura se ha incrementado recientemente con la aparición de resultados de arreglos de

aparatos colocados en zonas sísmicas en diferentes partes del mundo. Estos resultados indican que, en estructuras cuya cimentación ocupa un área amplia, la forma de los movimientos del terreno es diferente en distintos puntos de la misma. Los primeros estudios para determinar la respuesta dinámica de una estructura sometida a movimientos variables en el espacio fueron hechos por Dibaj y Penzien (1964), al estudiar el efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas del terreno en la respuesta de presas de tierra. Los autores desarrollaron un método de solución que involucra una matriz de influencia ι , que describe el efecto de los desplazamientos en los apoyos sobre los desplazamientos estructurales. Ese método es adecuado para determinar la respuesta de sistemas lineales, pero es totalmente inadecuado para el análisis de sistemas estructurales no lineales ya que la matriz de influencia es función de la inversa de la matriz de rigideces del sistema. Esto significa que habría que invertir la matriz de rigideces en cada paso de integración, haciendo el método computacionalmente ineficiente. En esta investigación se propone un método alternativo que involucra solamente la integración directa de la ecuación de movimiento referida a los grados de libertad no restringidos del sistema.

La ecuación de movimiento de un sistema no lineal de múltiples grados de libertad bajo excitación sísmica igual en todos sus apoyos puede expresarse en la siguiente forma matricial (Chopra 1995):

$$[m_i]\{\ddot{u}\} + [c_i]\{\dot{u}\} + [k_i]\{u\} = -[m_i][I]\ddot{u}_g \quad (4.12)$$

donde m_i , c_i y k_i son las matrices de masa, amortiguamiento y rigideces respectivamente, I es la matriz unitaria, u son los desplazamientos relativos entre la estructura y el suelo y \ddot{u}_g es la aceleración del terreno. Estas matrices están relacionadas solamente a los grados de libertad no restringidos.

En el caso de que los movimientos de los apoyos sean diferentes la ecuación puede ser escrita explícitamente con respecto a los desplazamientos totales en la forma general:

$$\begin{bmatrix} [m_{i-1}] & 0 \\ 0 & [m_{r-r}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_i\} \\ \{\ddot{u}_r\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [c_{i-1}] & [c_{i-r}] \\ [c_{r-1}] & [c_{r-r}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_i\} \\ \{\dot{u}_r\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [k_{i-1}] & [k_{i-r}] \\ [k_{r-1}] & [k_{r-r}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_i\} \\ \{u_r\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \{R\} \end{Bmatrix} \quad (4.13)$$

donde $\{u_i\}$ y $\{u_r\}$ representan los grados de libertad libres y restringidos, respectivamente, $\{R\}$ son las reacciones en los apoyos. El primer bloque de ecuaciones en la Ec. 4.13 representan el comportamiento de la superestructura y puede escribirse como:

$$[m_{i-1}]\{\ddot{u}_i\} + [c_{i-1}]\{\dot{u}_i\} + [k_{i-1}]\{u_i\} = -[c_{i-r}]\{\dot{u}_g\} - [k_{i-r}]\{u_g\} \quad (4.14)$$

donde la respuesta de los grados de libertad "restringidos" se ha igualado a los movimientos sísmicos del terreno $\{\dot{u}_g\}$ y $\{u_g\}$. La solución de esta ecuación es similar a la de aceleraciones del terreno con el ajuste del vector de fuerzas.

4.5. Métodos Para Evaluar la Capacidad Sísmica de Puentes

La “capacidad” de un puente se define en términos de los desplazamientos últimos que un componente o la estructura pueden experimentar antes de alcanzar cierto estado límite de servicio o falla (Fig. 4.1), y puede estimarse aplicando alguno de los siguientes métodos: (1) Análisis (límite) del mecanismo de colapso, (2) un análisis de empujón; (3) análisis de capacidad usando cierto tipo de carga sísmica (rampa, impulso o una historia en el tiempo).

4.5.1. Análisis del Mecanismo de Colapso

Este método se basa en tres hipótesis principales: (i) la estructura se transforma en un mecanismo con la formación de un número suficiente de articulaciones plásticas; (ii) la relación momento-curvatura idealizada en cualquier sección es elastoplástica; y (iii) no se consideran pandeo ni inestabilidad como posibles mecanismos de falla. Una vez que se ha formado el mecanismo plástico cualquier incremento de carga hará que éste colapse. La carga de colapso es usualmente calculada igualando los trabajos internos y externos durante un desplazamiento virtual del mecanismo de colapso; la carga de colapso determinada de esta manera es un límite superior de la capacidad de carga estática exacta.

La capacidad de fuerza última obtenida con este método puede compararse con las demandas obtenidas de análisis espectrales.

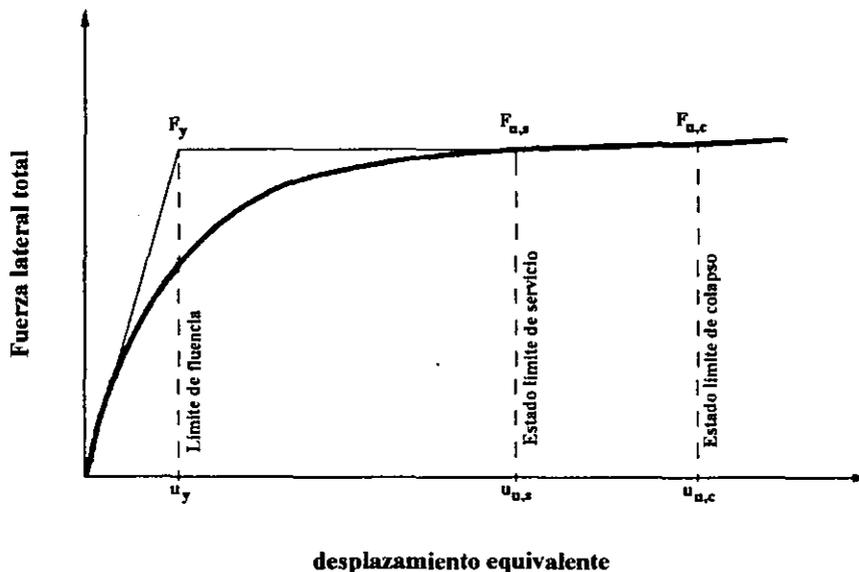


Fig. 4.1. Curva Típica de Capacidad de la Estructura

4.5.2. Análisis de Empujón

Para determinar la capacidad de la estructura de un puente o alguno de sus componentes se puede usar un análisis de empujón. El método consiste en la aplicación monótona (o cíclica) de un conjunto de fuerzas (control de fuerzas) o desplazamientos (control de desplazamientos) incrementales, de acuerdo a un perfil de distribución fijo o adaptable, hasta que se alcance un estado límite. Los resultados del análisis de empujón se expresan en términos de una curva de empujón que relaciona fuerzas totales (corte basal) con el desplazamiento en alguna ubicación de la estructura. Este procedimiento provee información sobre la distribución y progresión del daño dentro de la estructura, así como una relación entre daño y desplazamientos globales. En la opción de control de desplazamientos, el puente se somete a un perfil de desplazamientos y se calculan las fuerzas necesarias para obtener esas deformaciones. Como no se conoce el perfil de desplazamientos inelásticos de la estructura, es preferible usar análisis de fuerzas controladas, ya que es más fácil realizar un estimado de la distribución de fuerzas. Dicha distribución de fuerzas debería ser representativa del patrón cuya ocurrencia sea más probable durante un evento real.

Si se aplica una distribución de fuerzas estáticas equivalentes a las que producirían los sismos y se realiza un análisis de empujón, la curva resultante del mismo se convierte en una característica propia de la estructura para esa distribución de carga. Aunque el método no captura los efectos de acumulación de daño debido a la duración y contenido de frecuencias, provee información respecto a la resistencia y capacidad de deformación de la estructura, la que puede usarse en diseño y evaluación y puede combinarse con análisis dinámicos no lineales simplificados.

Los análisis de empujón pueden también aplicarse cíclicamente hasta un estado límite definido por un grado de deterioro en rigidez y/o resistencia, un índice de daño o un número de ciclos determinado (Paulay 1997). Esto requiere técnicas de modelado similares a las de un análisis dinámico no lineal. Los resultados pueden compararse con las demandas derivadas de espectros inelásticos. Los análisis de empujón cíclicos proveen al ingeniero con información estructural como:

1. Capacidad de disipación de energía, la que puede compararse con la energía de entrada.
2. Degradación de la resistencia y/o rigidez.
3. Amortiguamiento histerético promedio que puede usarse en análisis lineales equivalentes.
4. Número de ciclos de carga en el rango inelástico (hasta un cierto límite de ductilidad) que pueden ser soportados sin que ocurra daño severo. Este número de ciclos puede compararse con el número de ciclos del sismo de diseño.

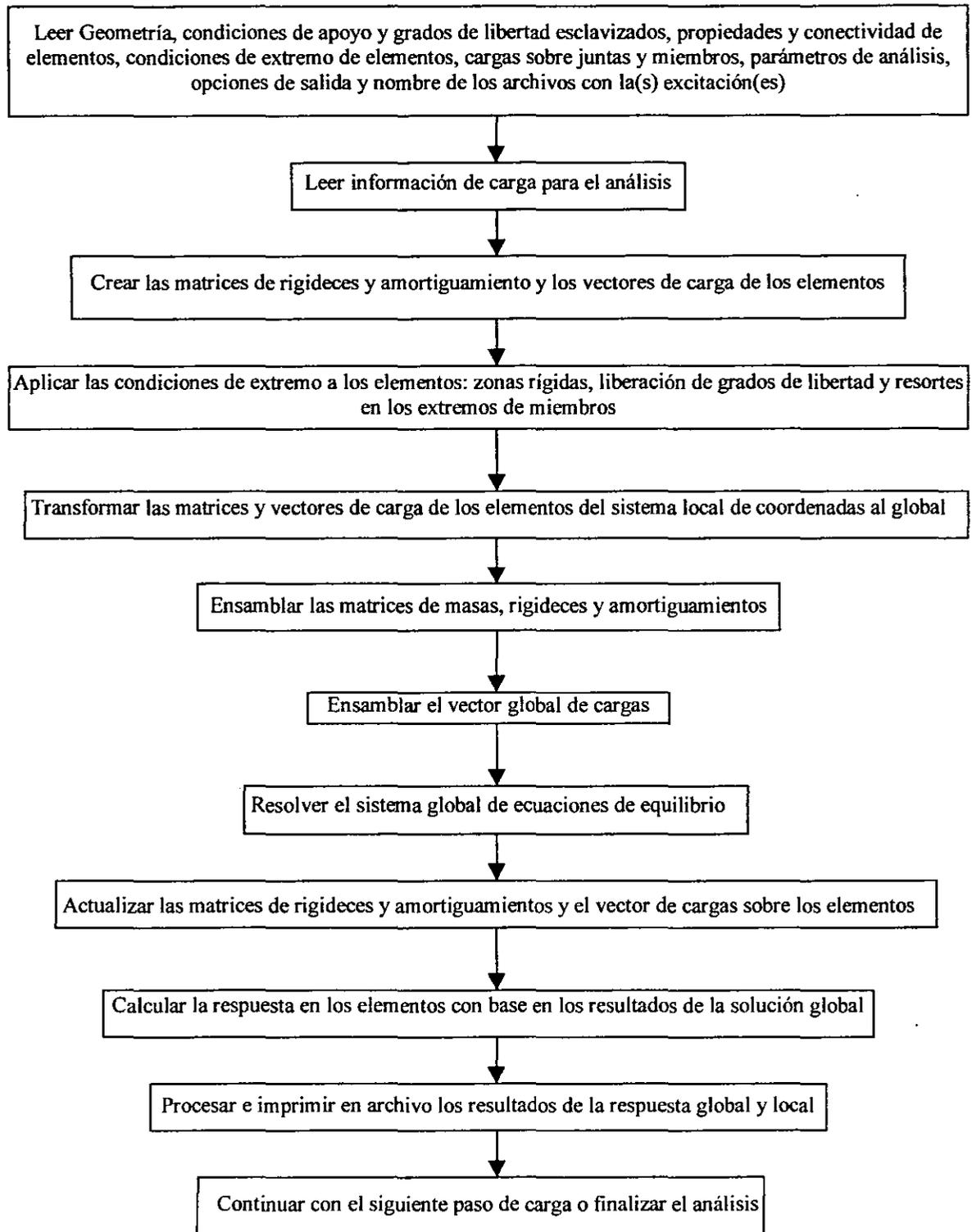
Los análisis de empujón pueden usarse para determinar el comportamiento de la estructura sometida a sismos específicos, cuando se combinan con alguna información sobre los movimientos del terreno. Esto requiere una selección cuidadosa de dos parámetros claves; (1) distribución de fuerza lateral aplicada y (2) desplazamiento a alcanzar. Una vez que el

desplazamiento o punto de comportamiento ha sido alcanzado, el análisis de empujón es “congelado” en ese punto y los parámetros de respuesta correspondientes (fuerzas internas, desplazamientos y ductilidades) representan la respuesta de la estructura al sismo de interés. El punto de comportamiento usualmente es un desplazamiento (o un conjunto de desplazamientos) determinado por un método auxiliar que incluye la respuesta sísmica para sistemas elásticos o inelásticos de un grado de libertad. Los métodos que se usarían para determinar el punto de comportamiento son:

1. Método del espectro de capacidad.
2. Métodos basados en la respuesta de sistemas equivalentes de un grado de libertad: La curva de empujón puede usarse para diseñar o evaluar un sistema equivalente de un grado de libertad con análisis dinámicos inelásticos simplificados. El desplazamiento máximo del sistema equivalente representa el punto de comportamiento del sistema de un grado de libertad, y con base en él se rescata de los análisis de empujón la respuesta máxima aproximada del puente.

En el capítulo 9 se discute con más detalle la aplicación de estos métodos a estructuras tridimensionales de puentes.

4.6. Algoritmo General del Programa.



CAPÍTULO 5

MODELADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El programa de computación desarrollado en esta tesis ofrece una amplia librería de elementos para modelar las características de rigidez y amortiguamiento de los componentes más comúnmente encontrados en estructuras de puentes. El comportamiento de los miembros principales de un puente tales como: tablero, pilas, marcos transversales, cimentación, sistemas de protección sísmica y juntas de expansión están caracterizadas por relaciones fuerza-desplazamiento con comportamiento lineal o no lineal. A continuación se presentan y discuten las propiedades de varios componentes estructurales del puente y los correspondientes tipos de elementos implantados en el programa para modelarlos. También se presentan algunas condiciones especiales de frontera y opciones de conectividad, presentes en el programa, como transformaciones de cuerpo rígido, liberación de grados de libertad en los extremos de los miembros y resortes en los extremos de las vigas, usados para obtener un modelado eficiente de las conexiones particulares de los puentes.

5.1. Elemento Viga-Columna Elástico

En análisis tridimensionales de estructuras de marcos, el elemento básico es el miembro viga espacial (Weaver y Gere 1990), que es útil para modelar miembros viga-columna que se espera permanezcan elásticos durante todo el análisis. Este elemento está definido por

dos nodos, con tres grados de libertad traslacionales y tres rotacionales en cada uno de ellos, el área de la sección transversal, la constante torsional, los momentos de inercia respecto a los ejes fuerte y débil de la sección, el módulo de elasticidad, el ángulo de rotación del sistema de coordenadas locales del elemento respecto al eje longitudinal del mismo y dos factores de forma para cortante en la dirección de los ejes principales. El elemento tiene su propio sistema local de coordenadas y puede ser rotado en cualquier dirección sin importar el sistema global de coordenadas. La relación fuerza-desplazamiento de este elemento puede describirse como

$$\begin{bmatrix} [k_{i-i}] & [k_{i-j}] \\ [k_{j-i}] & [k_{j-j}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_i\} \\ \{u_j\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_i\} \\ \{F_j\} \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

donde los subíndices se refieren a los nodos extremos del elemento i y j, y [K] es la matriz de rigideces de la estructura, {u} son los vectores de desplazamientos (traslaciones y rotaciones) de los grados locales de libertad y {F} son los vectores de acciones sobre el elemento.

El efecto de la fuerza cortante sobre los desplazamientos del miembro se incluyen en el análisis modificando los coeficientes de rigidez directos y cruzados asociados con los grados de libertad traslacionales.

5.2. Elemento Viga-Columna No Lineal.

En análisis no lineales, los coeficientes de la matriz de rigideces del elemento dependen de los desplazamientos (o fuerzas) en los nodos extremos del mismo así como de la historia de cargas. La matriz de rigideces de un elemento no lineal de concreto en flexión se deriva usando una formulación de flexibilidad (Rouffaiel y Meyer 1987), la que se basa en el principio de fuerzas virtuales. La formulación se realiza en forma incremental debido a la utilidad del modelo en la solución de problemas no lineales en un programa de computación que utilice como estrategia de análisis el método de la rigidez directa.

La ventaja principal de utilizar una formulación basada en flexibilidades sobre una basada en rigideces viene del hecho de que el campo de fuerzas puede ser establecido exactamente con base en la información de las fuerzas extremas del elemento, mientras que es imposible describir el campo de desplazamientos dados los desplazamientos en los extremos. La razón es que las funciones de interpolación de desplazamientos, que normalmente se usan para la generación de la matriz de rigideces del elemento por el método de desplazamientos virtuales (en el que se basa el método de rigidez directa), son exactas solamente en el caso límite de comportamiento elástico lineal, y aún entonces sólo para miembros prismáticos.

Para reducir los errores asociados con la aproximación del campo de deformaciones, la malla debe ser refinada bien sea usando mayor discretización o empleando interpolación de mayor orden en las regiones donde se espera que ocurran deformaciones inelásticas. Esta estrategia podría ser computacionalmente costosa si el campo de deformaciones tiene que

ser aproximado razonablemente en los casos de un comportamiento no lineal complejo del material (concreto), materiales compuestos con leyes constitutivas diferentes (concreto reforzado) o en el caso de cargas cíclicas (sismos), las que además del efecto dinámico sobre el comportamiento del material pueden causar también penetración de la fluencia en zonas más allá de aquellas densamente mallas donde se anticipó que pudiera existir fluencia.

Por otro lado, las funciones de interpolación de fuerzas son exactas y cumplen con la variación lineal de los momentos flectores y la distribución constante de fuerzas cortantes y axiales, que satisfacen las condiciones de equilibrio de las fuerzas en los elementos:

$$\{F(x)\} = [b(x)]\{F\} \quad (5.2)$$

donde,

$$\{F(x)\}^T = \{F_x(x) \ F_y(x) \ F_z(x) \ M_y(x) \ M_z(x)\} = \text{resultantes de esfuerzos (Fig. 5.1).}$$

$$\{F\}^T = \{F_{x,i} \ M_{y,i} \ M_{z,i} \ M_{y,j} \ M_{z,j}\} = \text{fuerzas en los extremos del elemento.}$$

$$[b(x)] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & -\frac{1}{L} \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & \frac{1}{L} & 0 \\ 0 & \frac{x}{L} - 1 & 0 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{x}{L} - 1 & 0 & \frac{x}{L} \end{bmatrix} = \text{matriz de interpolación de fuerzas.}$$

Se supone que la relación de Momento torsor vs. ángulo de torsión es lineal elástica y está desacoplada del resto. En este desarrollo también se supone que las dos relaciones fuerza cortante-ángulo son elásticas lineales, pero los cortantes, relacionados con los momentos flectores por equilibrio, tienen una variación no lineal una vez que el elemento fluye.

Las relaciones incrementales entre las fuerzas en los elementos y los desplazamientos extremos se obtienen aplicando el principio del trabajo virtual (Spacone et al. 1992):

$$\{\delta F\}^T \{\Delta u\} = \int_0^L \{\delta F(x)\}^T \{\Delta \varepsilon(x)\} dx \quad (5.3)$$

Los incrementos de deformación en la sección en una ubicación particular, x , $\{\Delta \varepsilon(x)\}^T = \{\Delta \varepsilon_x(x) \ \Delta \gamma_y(x) \ \Delta \gamma_z(x) \ \Delta \mu_y(x) \ \Delta \mu_z(x)\}$, están relacionados con los incrementos de fuerzas resultantes respectivos a través de la matriz constitutiva linealizada $[f(x)]$:

$$\Delta \varepsilon(x) = [f(x)]\{\Delta F(x)\} \quad (5.4)$$

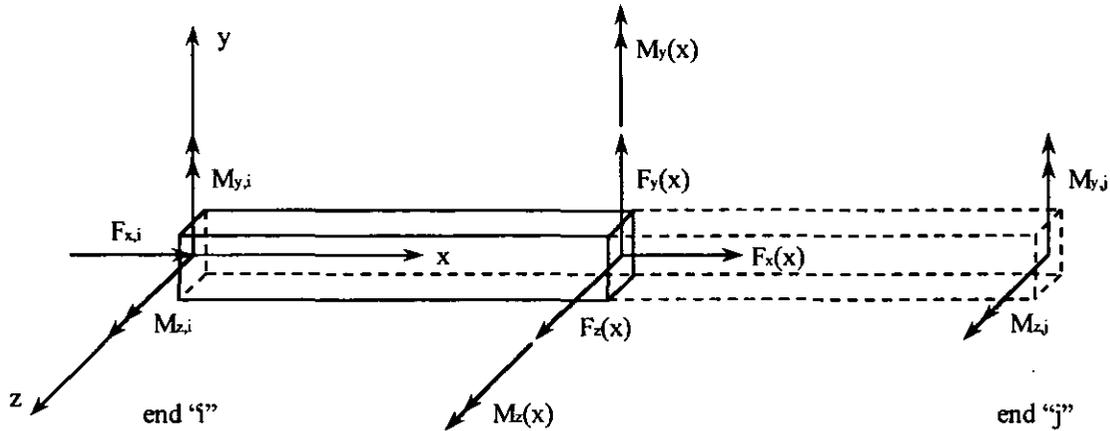


Fig. 5.1. Fuerzas en los Extremos del Miembro en el Sistema de Coordenadas Locales.

La matriz de flexibilidades del elemento puede derivarse introduciendo la condición de equilibrio (Ec. 5.2) y la ley constitutiva (Ec. 5.4) en la expresión de trabajo virtual (Ec. 5.3):

$$[F] = \int_0^L [b(x)]^T [f(x)] [b(x)] dx \quad (5.5)$$

Todos los cambios en el comportamiento del material a lo largo de la viga se reflejan en las distribuciones de la matriz de flexibilidades $[f(x)]$. El mecanismo de interacción plástica es extremadamente complejo e invariablemente resulta en acoplamiento de los componentes del campo de deformaciones. Idealmente, un intento riguroso de establecer las funciones de cada término de la matriz $[f(x)]$ requiere el conocimiento de la respuesta de un número infinito de secciones que forman el miembro. Aparentemente, una solución exacta es computacionalmente irreal y se deben usar aproximaciones basadas en la discretización tanto a lo largo del eje longitudinal del elemento, y/o en la sección transversal para rastrear el desarrollo de zonas inelásticas. Un procedimiento válido, pero computacionalmente intenso para modelar la respuesta de una sección es refinarla en múltiples fibras bajo un estado uniaxial de esfuerzos, obtener la rigidez integrando el módulo tangente de las fibras individuales y calcular la flexibilidad por inversión (Zeris et al. 1988)

Si la combinación de carga axial y momento biaxial no excede la capacidad de fluencia en cualquier extremo, el elemento es elástico lineal, la matriz de flexibilidades de la sección está desacoplada con los términos diagonales tomando los valores iniciales $1/EA_{x,0}$, $g_y/GA_{y,0}$, $g_z/GA_{z,0}$, $1/EI_{y,0}$ y $1/EI_{z,0}$ (Fig. 5.2a). Esta condición es única, ya que existe sólo en elementos que no han experimentado ningún tipo de deformaciones permanentes anteriormente. Sin embargo, esta hipótesis podría ser irreal; la falta de información sobre el paso anterior de carga y la historia de la respuesta usualmente necesita comenzar el análisis desde un estado sin daño.

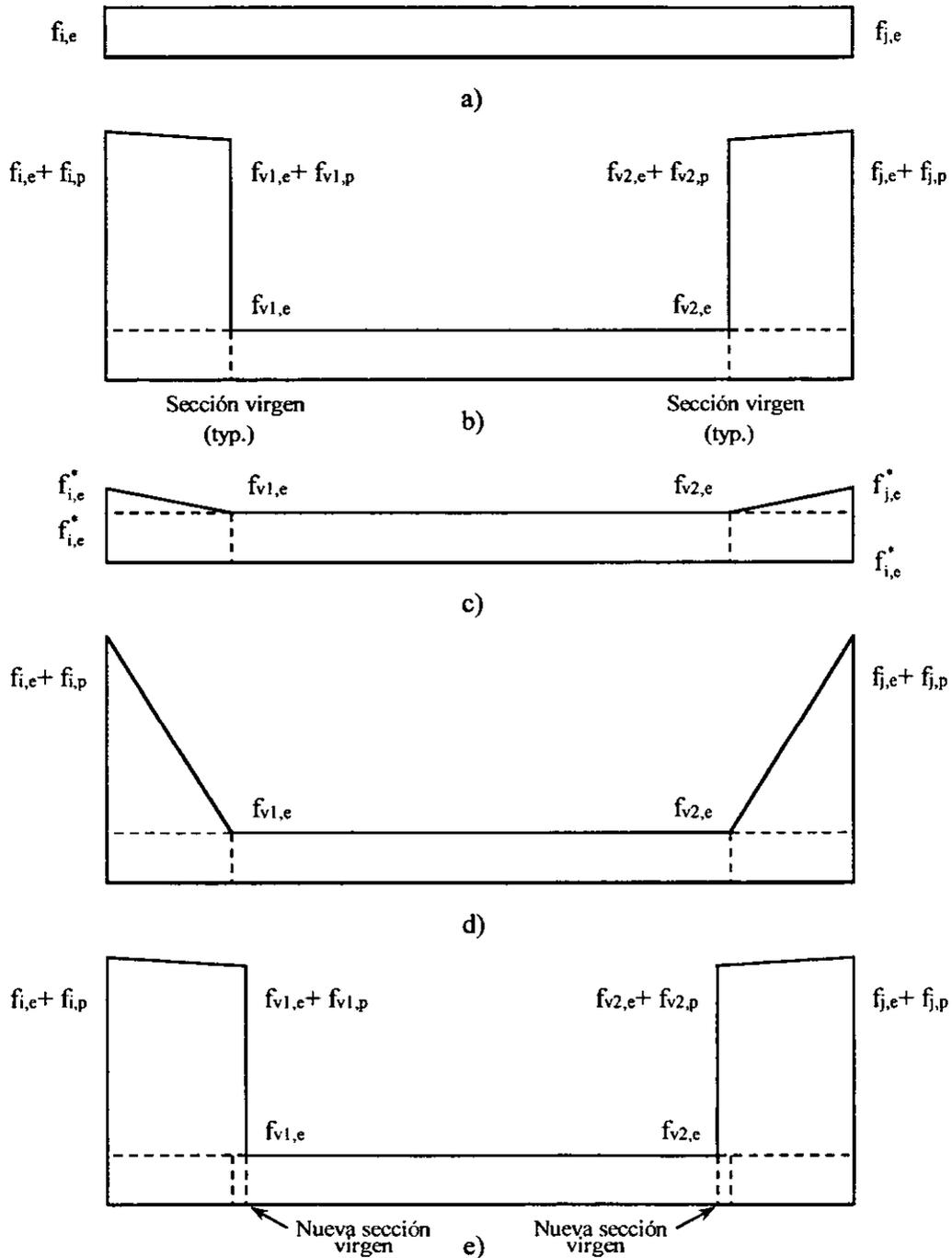


Fig. 5.2. Variación de la Distribución de los Coeficientes de la Matriz de Flexibilidades $[f(x)]$ en Carga Cíclica: a) Carga Inicial Elástica, b) Carga más Allá de la Capacidad de Fluencia, c) Descarga Elástica y Recarga Inicial, d) y e) Recarga más Allá de la Capacidad de Fluencia sin y con Incremento de la Longitud de Penetración de Fluencia

En un elemento viga-columna que se deforma en el rango inelástico se pueden identificar tres regiones con propiedades instantáneas completamente diferentes: zonas extremas plásticas con regiones elásticas en el centro (Fig. 5.3). La fluencia comienza a penetrar en el elemento cuando al menos una de las capacidades en los extremos es excedida por la combinación respectiva de fuerzas extremas. A medida que la carga progresa, la sección “virgen”, definida como la sección elástica lineal en los extremos de la articulación plástica, se traslada hacia adentro. Recordando el argumento anterior de la interpolación exacta del campo de fuerzas del elemento, es posible determinar su ubicación exacta y, por lo tanto, la longitud de la articulación plástica (Fig. 5.3). La matriz de flexibilidades de la sección está acoplada si se considera la interacción entre las resultantes de esfuerzos en la articulación. Se asume que cada uno de los coeficientes de la distribución de la matriz de flexibilidades $[f(x)]$ varía linealmente entre la sección en el nodo extremo del elemento y la sección “virgen”, que está en estado de fluencia inminente (Fig. 5.2b).

Luego de la descarga, el miembro responde elásticamente, pero la flexibilidad de las regiones anteriormente plásticas, ahora dañadas, es típicamente mayor que los valores elásticos iniciales debido al deterioro de rigidez que ocurre en miembros tanto de acero como de concreto reforzado. Este fenómeno es debido a los efectos de cierre de las grietas de flexión y cortante, fluencia del acero transversal y pérdida de adherencia del acero longitudinal. Entre los numerosos patrones de decaimiento exhibidos en ensayos de componentes, aquellos en los que la trayectoria converge a un punto pivote parecen ser los dominantes. A pesar del método de modelado, la pérdida de rigidez al incrementarse la demanda de ductilidad indica que la flexibilidad de las secciones que han alcanzado deformaciones permanentes varía entre los valores conocidos de i) la sección extrema del elemento, y ii) la sección “virgen” en el extremo interior de la zona dañada. De nuevo se asume una variación lineal de la flexibilidad a lo largo de la longitud de penetración de la fluencia con la intención de modelar aproximadamente un fenómeno de deterioración complejo (Fig. 5.2c).

La respuesta del elemento en la porción elástica del medio ciclo de reversión de carga es gobernada por causas similares. La función de distribución discutida anteriormente proporciona una interpolación razonable entre los valores conocidos de los coeficientes de la matriz de flexibilidades de la sección, aún si ocurre ablandamiento adicional de las zonas extremas debido a pérdida de adherencia (miembros de concreto reforzado) o deslizamiento de la conexión (miembros de acero).

Para inferir la variación de la flexibilidad de la sección cuando la capacidad a fluencia de la(s) sección(es) se excede durante la recarga se usa el concepto de que las regiones dañadas no se recuperan y que su longitud es acumulativa. La fluencia gradualmente se extiende sobre las regiones dañadas dividiéndolas en segmentos con propiedades tangentes totalmente diferentes. Partes de las zonas perturbadas que no han fluido aún, exhiben el modo elástico de respuesta típico de las fases de descarga y recarga inicial del ciclo histerético. En el contexto del modelo de plasticidad distribuida presentado aquí, es imposible estimar que porción de las regiones previamente dañadas ha vuelto a fluir, al menos mientras el campo de fuerzas interpolado indique que la sección “virgen” cae dentro

de esa longitud. Dado que sólo se revisan los extremos del elemento, no hay información disponible en cómo ha cambiado la capacidad de otras secciones que han experimentado deformaciones permanentes anteriores debido al endurecimiento. Por consistencia, la búsqueda de las secciones “vírgenes” debe realizarse usando la capacidad a fluencia original. Un incremento de la carga aplicada no resultará en la expansión de una zona dañada mientras la combinación de las cargas en el extremo interior de la sección elástica permanece bajo la capacidad de fluencia. Sin embargo, una vez que esto sucede, la penetración de fluencia se incrementa imponiendo su efecto irrecuperable sobre el comportamiento posterior de esta nueva parte de la región perturbada. Algunos estudios sugieren que durante la carga, que induce respuesta no lineal en partes del miembro que han experimentado endurecimiento durante ciclos previos de carga, los coeficientes de la distribución de la matriz de flexibilidades pueden asumirse constantes a lo largo de toda la región dañada e igual al promedio pesado de las propiedades instantáneas en sus extremos (Chung et al. 1988).

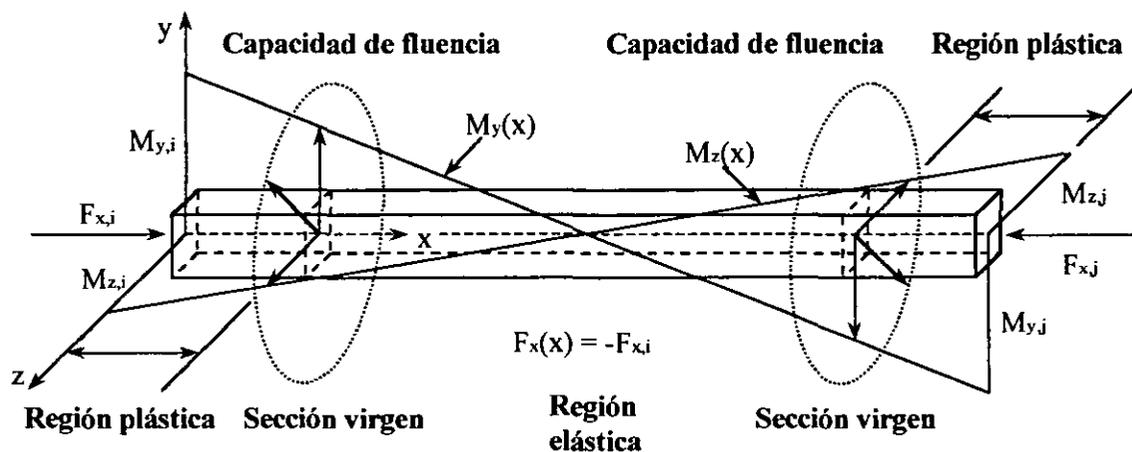


Fig. 5.3. Cargas Extremas, Interpolación de Fuerzas y Secciones “Vírgenes” de un Elemento Viga-Columna que Experimenta Deformaciones Plásticas.

La variación lineal adoptada por el modelo de plasticidad distribuida de la presente formulación es una aproximación alternativa que tiene la ventaja de interpolar entre flexibilidades que pueden establecerse con confianza y por lo tanto calibradas para representar la distribución por una función de orden superior con potencia variable (Fig. 5.2d). Es de hacer notar que si la fluencia penetra hacia (o más allá de) la longitud de la zona dañada en un ciclo anterior, la interpolación se realiza entre la matriz constitutiva elasto-plástica de la sección extrema y la matriz constitutiva elasto-plástica de la sección “virgen” que ahora está en estado de fluencia incipiente (Fig. 5.2e).

5.2.1. Formulación de Plasticidad Distribuida

En la formulación presentada en esta tesis, la distribución de momentos de un elemento viga o columna de una estructura sometida a cargas laterales es lineal sobre la longitud de la viga (Fig. 5.4a). Cuando el miembro experimenta deformaciones inelásticas, las grietas tienden a desarrollarse a partir de la junta, lo que da como resultado la distribución de curvatura mostrada en la Fig. 5.4b. El tamaño de la penetración del daño dentro del elemento esta indicada por x_A y x_B en la Fig. 5.4b. y se denomina longitud agrietada en la Fig. 5.4a. El tamaño de la longitud agrietada se deriva de una distribución lineal de momentos sobre la longitud del elemento (Fig. 5.4a). Durante el análisis incremental las zonas dañadas no se pueden recuperar luego de un daño previo, de manera que el máximo valor alcanzado durante la historia del análisis se usa para definir la distribución instantánea de flexibilidad. La penetración máxima se vigila en cuatro zonas en los extremos del elemento, para cada una de las direcciones de la viga (Fig. 5.4c). La flexibilidad elástica en el centro del elemento es $1/EI$ de la sección elástica (sin daño) de la viga. La flexibilidad en los extremos del elemento, definida como df/dM se obtiene por la regla histerética trilineal, que incluye degradación de resistencia y rigidez y deslizamiento (Park et al. 1987). Para definir las reglas carga-deformación se emplea el concepto de plasticidad distribuida.

En el concepto de plasticidad distribuida se asume que la flexibilidad de un elemento viga-columna no lineal sigue la distribución mostrada en la Fig. 5.4b, donde EI_A y EI_B son las rigideces a flexión en los extremos A y B, respectivamente; EI_0 es la rigidez en el centro del elemento; GA_z es la rigidez a cortante, la que se asume constante a lo largo del elemento; α_A y α_B son los coeficientes de penetración de fluencia; L es la longitud del elemento. Las rigideces a flexión EI_A y EI_B se determinan con base en el modelo histerético. La rigidez EI_0 y los coeficientes de penetración de fluencia α_A y α_B se determinan como función de la distribución de momentos y la historia previa de penetración de fluencia. La matriz de flexibilidad del elemento es:

$$\begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{AA} & f_{AB} \\ f_{BA} & f_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} \quad (5.6)$$

donde θ_A y θ_B son las rotaciones en los extremos A y B, respectivamente; M_A y M_B son los momentos en los extremos.

Los coeficientes de flexibilidad se calculan siguiendo la siguiente relación:

$$f_{ij} = \int_0^L \frac{m_i(x)m_j(x)}{EI(x)} dx + \int_0^L \frac{v_i(x)v_j(x)}{GA_z(x)} dx \quad (5.7)$$

donde $m_i(x)$ y $m_j(x)$ son las distribuciones de momentos debido a un momento unitario virtual en los extremos i o j respectivamente y $v_i(x)$ y $v_j(x)$ son las distribuciones de cortante correspondientes.

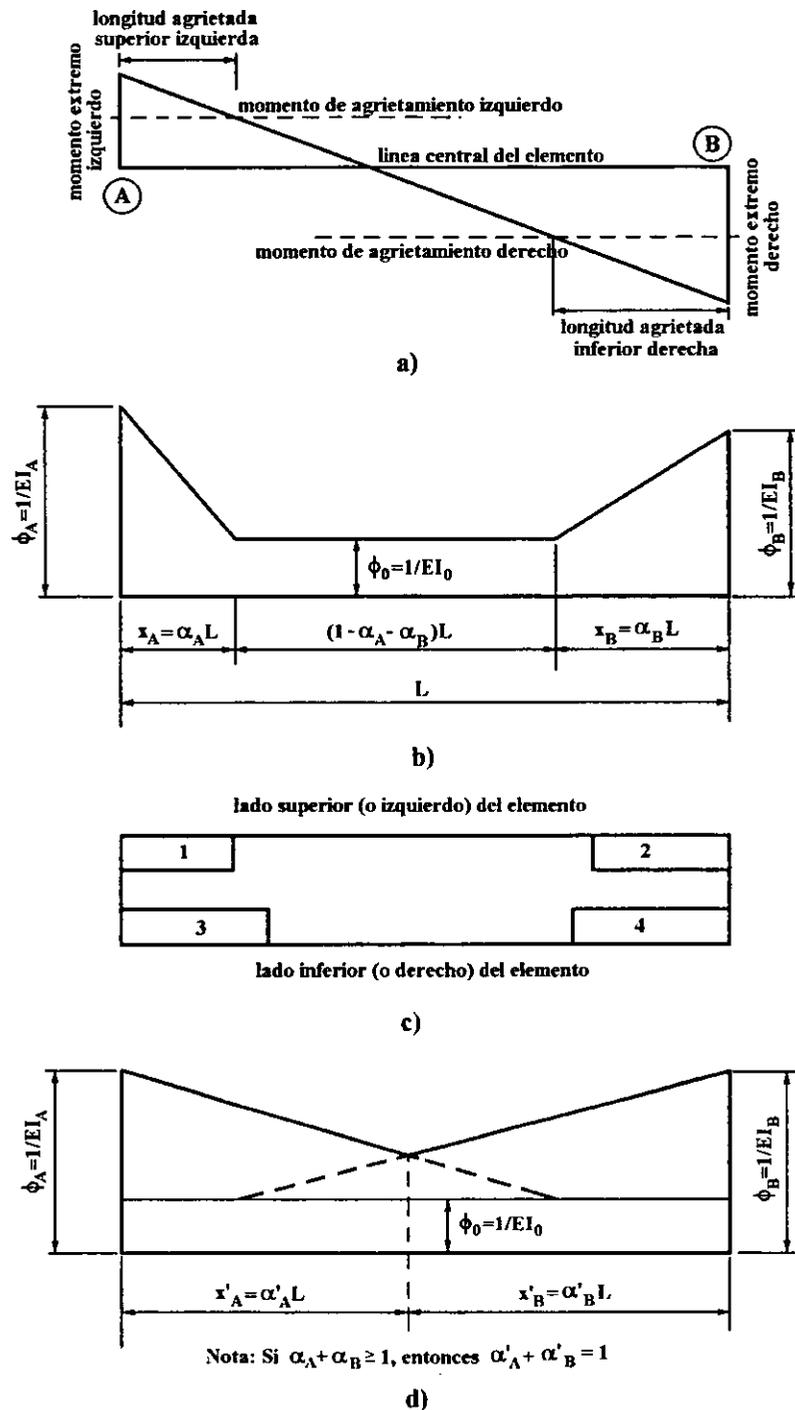


Fig. 5.4. Cálculo de Rigidez en Elementos Viga-Columna Dañados:
 a) Distribución de Momentos, b) Distribución de Flexibilidad, c) Zonas Dañadas,
 d) Longitudes de Penetración de Fluencia para Elementos Totalmente Inelásticos.

Integrando la ecuación anterior (Rouffaiel y Meyer 1987):

$$f_{AA} = \frac{L}{12EI_0EI_AEI_B} f'_{AA} + \frac{1}{GA_zL} \quad (5.8)$$

$$f_{AB} = f_{BA} = \frac{L}{12EI_0EI_AEI_B} f'_{AB} + \frac{1}{GA_zL} \quad (5.9)$$

$$f_{BB} = \frac{L}{12EI_0EI_AEI_B} f'_{BB} + \frac{1}{GA_zL} \quad (5.10)$$

donde

$$f'_{AA} = 4EI_AEI_B + (EI_0 - EI_A)EI_B(6\alpha_A - 4\alpha_A^2 + \alpha_A^3) + (EI_0 - EI_B)EI_A\alpha_B^3 \quad (5.11)$$

$$f'_{AB} = -2EI_AEI_B - (EI_0 - EI_A)EI_B(2\alpha_A^2 - \alpha_A^3) - (EI_0 - EI_B)EI_A(2\alpha_B^2 - \alpha_B^3) \quad (5.12)$$

$$f'_{BB} = 4EI_AEI_B + (EI_0 - EI_A)EI_B\alpha_A^3 + (EI_0 - EI_B)EI_A(6\alpha_B - 4\alpha_B^2 + \alpha_B^3) \quad (5.13)$$

La flexibilidad total del elemento es la suma de las contribuciones de flexión y cortante. La matriz de rigideces del elemento, incluyendo las deformaciones por cortante, se encuentra al invertir la matriz de flexibilidades:

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{AA} & k_{AB} \\ k_{BA} & k_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (5.14)$$

donde

$$k_{AA} = \frac{12EI_0EI_AEI_B}{D_{ct}L} (f'_{BB} GA_zL^2 + 12EI_0EI_AEI_B) \quad (5.15)$$

$$k_{AB} = k_{BA} = -\frac{12EI_0EI_AEI_B}{D_{ct}L} (f'_{AB} GA_zL^2 + 12EI_0EI_AEI_B) \quad (5.16)$$

$$k_{BB} = \frac{12EI_0EI_AEI_B}{D_{ct}L} (f'_{AA} GA_zL^2 + 12EI_0EI_AEI_B) \quad (5.17)$$

$$D_{ct} = GA_zL^2 (f'_{AA} f'_{BB} - f'^2_{AB}) + 12EI_0EI_AEI_B (f'_{AA} + f'_{BB} - 2f'_{AB}) \quad (5.18)$$

5.2.2. Modelo de Penetración de Fluencia

El modelo de penetración de fluencia combinado con la formulación de plasticidad distribuida captura la variación de la rigidez a flexión a lo largo del elemento estructural. La formulación de plasticidad distribuida depende de los parámetros de penetración de fluencia α_A y α_B y de la rigidez EI_0 de la sección no agrietada del miembro. Las reglas para la variación de estos parámetros, a medida que el diagrama de momentos cambia en el elemento, se describen a continuación. Los parámetros de penetración α_A y α_B , especifican la proporción del elemento donde el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento de la sección, M_{Acr} o M_{Bcr} . Se identifican dos casos para la distribución de momentos: (i) curvatura sencilla y (ii) curvatura doble. Para cada uno de estos casos se especifican un conjunto de reglas (Rouffaiel y Meyer 1987).

Diagrama de Momentos con Curvatura Sencilla ($M_A M_B \geq 0$)

1. $|M_A| \leq |M_{Acr}|$ y $|M_B| \leq |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = 0 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.19a)$$

$$\alpha_B = 0 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.19b)$$

2. $|M_A| > |M_{Acr}|$ y $|M_B| \leq |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.20a)$$

$$\alpha_B = 0 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.20b)$$

3. $|M_A| \leq |M_{Acr}|$ y $|M_B| > |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = 0 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.21a)$$

$$\alpha_B = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 1 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.21b)$$

4. $|M_A| > |M_{Acr}|$ y $|M_B| > |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = 0.5 \quad (5.22a)$$

$$\alpha_B = 0.5 \quad (5.22b)$$

donde:

M_{Acr} y M_{Bcr} son los momentos de agrietamiento de la sección, correspondientes al signo del momento aplicado.

EI_{A0} y EI_{B0} son las rigideces a flexión basadas en las propiedades geométricas de las secciones extremas.

α_{Amax} y α_{Bmax} son los parámetros de las penetraciones máximas de fluencia previas, las que se comparan con los parámetros calculados con la distribución de momentos actual. Los parámetros de penetración de fluencia no pueden ser menores que los valores máximos anteriores.

Diagrama de Momentos con Doble Curvatura ($M_A M_B < 0$)

1. $|M_A| \leq |M_{Acr}|$ y $|M_B| \leq |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = 0 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.23a)$$

$$\alpha_B = 0 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.23b)$$

2. $|M_A| > |M_{Acr}|$ y $|M_B| \leq |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.24a)$$

$$\alpha_B = 0 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.24b)$$

3. $|M_A| \leq |M_{Acr}|$ y $|M_B| > |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = 0 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.25a)$$

$$\alpha_B = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 1 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.25b)$$

4. $|M_A| > |M_{Acr}|$ y $|M_B| > |M_{Bcr}|$:

$$\alpha_A = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \text{ pero } \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \quad (5.26a)$$

$$\alpha_B = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 1 \text{ pero } \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \quad (5.26b)$$

En todos los casos, $EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}}$.

En la formulación anterior, los momentos de agrietamiento dependen del signo del momento aplicado. El programa ajusta la distribución de flexibilidad de los miembros cuando la fluencia ha penetrado la longitud completa del elemento, es decir $\alpha_A + \alpha_B \geq 1$. En dicho caso, la rigidez EI_0 se modifica para capturar la distribución actual considerando un nuevo par de coeficientes de penetración de fluencia que satisfagan $\alpha_A + \alpha_B \leq 1$ (Fig. 5.4d).

5.2.3. Modelos Inelásticos

Uno de los factores más importantes en el modelado de estructuras de puentes para la realización de análisis no lineales es la selección adecuada de los modelos histeréticos de los componentes no lineales, de manera de poder predecir la respuesta dinámica bajo excitaciones sísmicas severas. Para reproducir adecuadamente el comportamiento histerético de los componentes del puente se necesita un modelo versátil que incluya degradación de rigidez, deterioro de resistencia, estrechamiento del lazo y la variabilidad de las áreas de los lazos histeréticos para distintos niveles de deformación bajo reversiones repetidas de carga. Sin embargo, el modelo debe ser lo más simple posible, ya que un gran número de elementos es necesario para modelar la estructura completa y, si los lazos histeréticos son muy complicados, habrá que procesar una cantidad excesiva de información.

En el pasado han sido propuestos varios modelos para reproducir algunos aspectos del comportamiento de elementos de concreto reforzado sometidos a reversiones inelásticas de carga. El modelo de degradación de rigidez de Clough y Johnston (1966) ha sido muy popular debido a su simplicidad. En este modelo, la descarga hasta el eje ϕ es paralela a la rama elástica, y la recarga en la dirección opuesta se dirige hacia el punto extremo previamente alcanzado en la misma dirección. La regla histerética más usada es una ley fenomenológica ajustada por Takeda a los resultados experimentales carga-desplazamiento de elementos de concreto reforzado en una mesa vibratoria (Takeda et al 1970). El modelo de Takeda consiste de curvas trilineales para carga monótona, diferentes para carga positiva y negativa, con cambio de pendiente en los puntos de agrietamiento y fluencia. El modelo tiene 16 reglas para descarga y recarga cubriendo todas las secuencias posibles. Se han propuesto también versiones más simples del modelo de Takeda (Otani 1974, Litton 1975) que consisten de una curva bilineal primaria con un solo quiebre en el punto de fluencia, y 9 u 11 reglas para la histéresis. Otro modelo que merece mención es el modelo Q-hyst de Saiidi y Sozen (1981), que consta de una curva primaria bilineal simétrica.

5.2.3.1 Modelo de Tres Parámetros.

El comportamiento no lineal de un elemento de concreto reforzado se formula usando modelos histeréticos de comportamiento. En este programa se implantó un modelo de histéresis trilineal basado en la formulación de tres parámetros de Park et al (1987) para caracterizar el comportamiento histerético no lineal del elemento viga-columna.

El modelo histerético de tres parámetros fue inicialmente propuesto por Park et al (1987) y se usó en el elemento viga de la primera versión del programa IDARC. El modelo se basa en una curva esqueleto trilineal (Fig. 5.5), y tres parámetros, α , β y γ , que definen las propiedades de degradación de rigidez, deterioro de resistencia y estrechamiento del lazo histerético, respectivamente. El algoritmo rastrea la histéresis de las secciones extremas del elemento sometido a cargas laterales cíclicas, a medida que ésta cambia de una rama lineal a otra y establece la rigidez instantánea a flexión, EI , en los extremos del miembro, la que se emplea junto al concepto de plasticidad distribuida y el modelo de penetración de fluencia para generar la matriz de flexibilidades que relaciona los momentos y rotaciones en los nodos del elemento, como se discutió anteriormente.

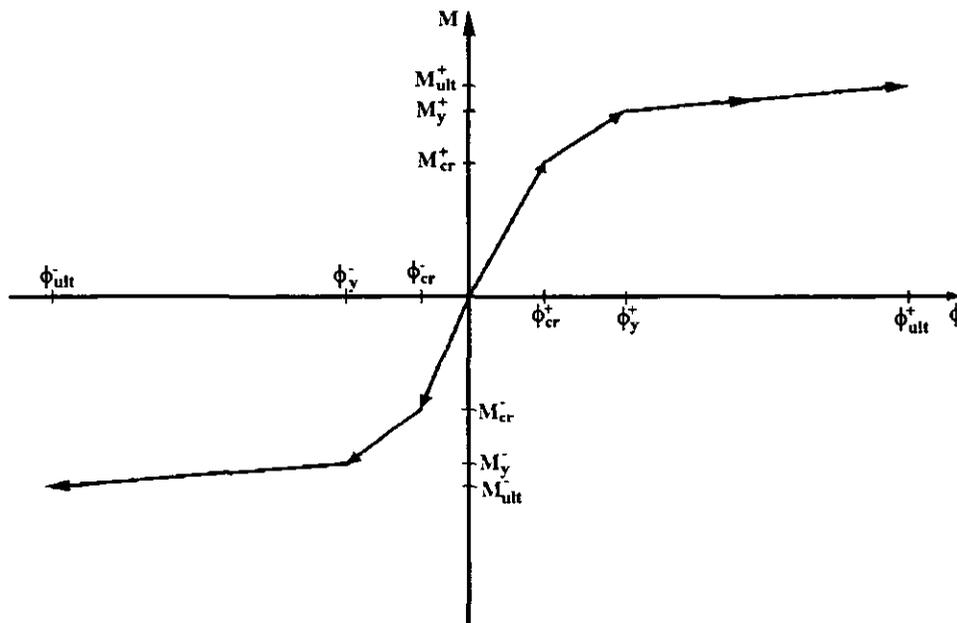


Fig. 5.5. Modelo Histerético Trilineal.

La degradación de rigidez se introduce ubicando un punto común (pivote) en la línea inicial de la curva esqueleto extrapolada, y asumiendo que las líneas de descarga convergen en ese punto hasta que tocan el eje ϕ (Fig. 5.6). El parámetro α especifica el grado de degradación de rigidez y el área encerrada por los lazos histeréticos.

El estrechamiento del lazo histerético se introduce al disminuir el punto máximo (pto. A en la Fig. 5.7) a un nivel de γP_y (Pto B en la Fig. 5.7) sobre la línea de descarga previa. Las ramas de recarga convergen a este nuevo punto B hasta que alcanzan de deformación de cierre de grietas (u_s en la Fig. 5.7). Las rigideces de las ramas de recarga cambian en este punto para converger hacia el punto máximo previo, A. La introducción de este comportamiento de estrechamiento también lleva a una reducción de las áreas de los lazos histeréticos e indirectamente, de la energía disipada.

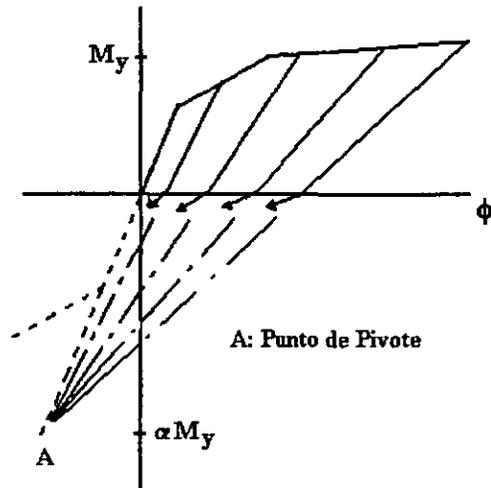


Fig. 5.6. Degradación de Rigidez.

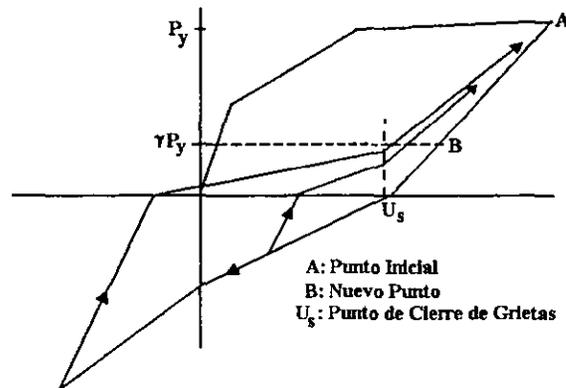


Fig. 5.7. Estrechamiento del Lazo Histerético.

El parámetro β especifica la velocidad de deterioro de resistencia como se ilustra en la Fig. 5.8. El mismo parámetro β puede encontrarse en la definición del índice de daño de Park y Ang (1985), que define el daño estructural debido a un sismo como una combinación lineal de la deformación máxima, δ_m , y la energía histerética absorbida, $\int dE$:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE \quad (5.27)$$

donde

D = Índice de daño

δ_u = deformación última bajo cargas monótonas.

P_y = resistencia a la fluencia

El parámetro β muestra la relación del daño incremental causado por el incremento de la respuesta máxima, $d\delta_m/\delta_u$, a la energía histerética incremental normalizada, $dE/(\delta_u P_y)$:

$$\beta = \frac{d\delta_m/\delta_u}{dE/(\delta_u P_y)} = \frac{d\delta_m}{dE/P_y} \quad (5.28)$$

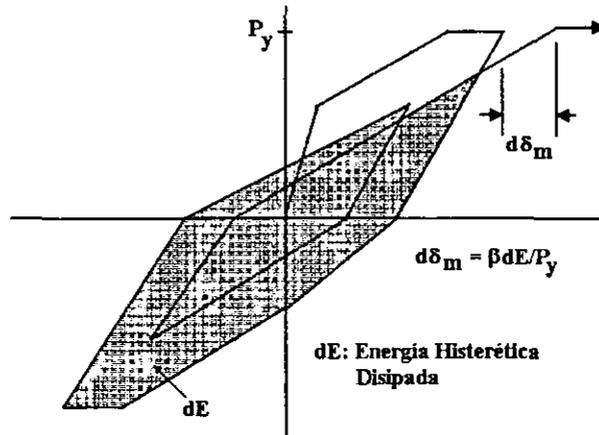


Fig. 5.8. Deterioro de Resistencia.

Los detalles del algoritmo computacional del modelo de tres parámetros se pueden encontrar en Park et al (1987).

5.3. Elemento Viga-Columna No Lineal con Interacción Flexión Biaxial-Cortante.

En este trabajo de tesis se presenta un modelo no lineal de comportamiento para miembros de concreto reforzado sometidos a la acción combinada de flexión biaxial y fuerza cortante, el que puede ser usado para modelar elementos viga-columna que se espera entren al rango inelástico de comportamiento bajo esta combinación de efectos. Este modelo se encuentra basado en la teoría de las regiones agrietadas y plastificadas, que corresponde a una extensión de la formulación de plasticidad distribuida mencionada anteriormente (Meyer et al. 1983) en la cual se ha incluido el efecto del agrietamiento del concreto. Los efectos biaxiales son modelados utilizando la teoría de la plasticidad y dos superficies de interacción, cuyo comportamiento es definido con base en las reglas de endurecimiento cinemático de Mroz (1969) y de Ziegler (1959). La degradación de la resistencia a fuerza cortante es modelada empleando la relación carga lateral-desplazamiento descrita por Ricles et al. (1998), con base en la cual se definen dos modelos de contracción de las superficies de fluencia. Esta relación es utilizada para presentar una formulación biaxial de la degradación de resistencia a fuerza cortante. Se presenta un modelo de interacción flexión-cortante, el cual es empleado para modelar el comportamiento no dúctil y semi dúctil de los elementos.

5.3.1. Comportamiento a Flexión

La formulación del comportamiento a flexión se encuentra basado en la teoría de la plasticidad. Se supone que los efectos inelásticos se concentran en los nodos extremos del elemento, para lo cual se emplean dos superficies de interacción. El comportamiento de estas superficies está definido por la regla de endurecimiento cinemático.

5.3.1.1. Superficies de Interacción a flexión

Se consideran dos superficies de interacción: una superficie de agrietamiento y una superficie de fluencia (Fig. 5.9), las que se encuentran definidas por los momentos de agrietamiento y fluencia, respectivamente. Las ecuaciones que describen estas superficies son:

$$\phi_1(S) = \left(\frac{M_y}{M_{cry}} \right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{czz}} \right)^2 = 1 \quad (5.29)$$

$$\phi_2(S) = \left(\frac{M_y}{M_{yy}} \right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{zy}} \right)^2 = 1 \quad (5.30)$$

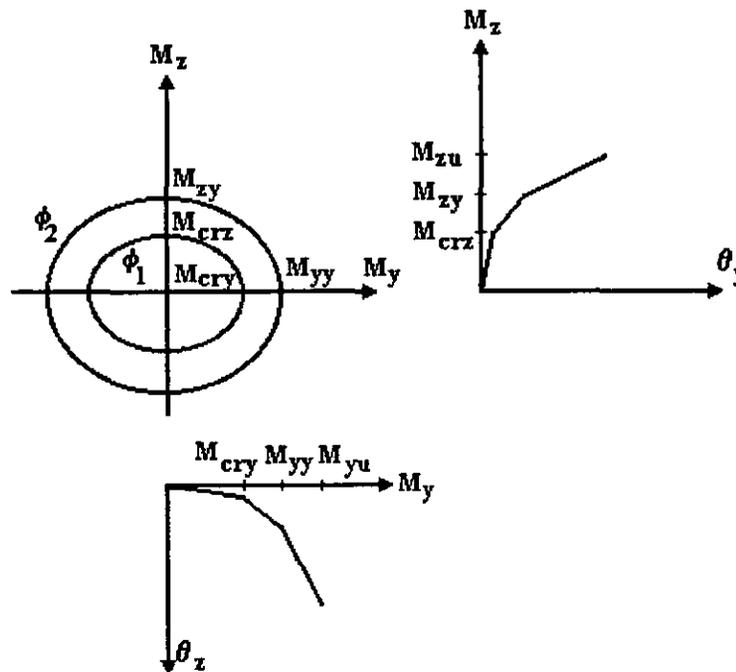


Fig. 5.9. Superficies de Interacción a Flexión.

donde:

- M_y, M_z = momentos aplicados respecto a los ejes Y y Z.
- M_{cry}, M_{crz} = momento de agrietamiento en Y y Z.
- M_{yy}, M_{zy} = momento de fluencia en Y y Z.

Cuando la acción flexionante alcanza la superficie de agrietamiento en el punto P_1 ($\phi_1=1$), ocurre el agrietamiento de la sección (Fig. 5.10a). Al aplicar un incremento adicional de carga, el punto P_1 sobre la superficie de agrietamiento se trasladará, junto a la superficie, hacia el punto correspondiente P_2 , que tiene la normal paralela, sobre la superficie de fluencia ϕ_2 (Fig. 5.10b).

Cuando una o ambas superficies de interacción son alcanzadas por un estado de cargas, un incremento en las fuerzas actuantes produce deformaciones plásticas. El incremento de dichas deformaciones se determina utilizando la matriz de flexibilidades plásticas, la que se define como:

$$\{d\theta_p\} = [F_p] \{dS\} \quad (5.31)$$

donde:

- $\{d\theta_p\}$ = incremento del vector de deformaciones plásticas.
- $\{dS\}$ = incremento del vector de fuerzas local.

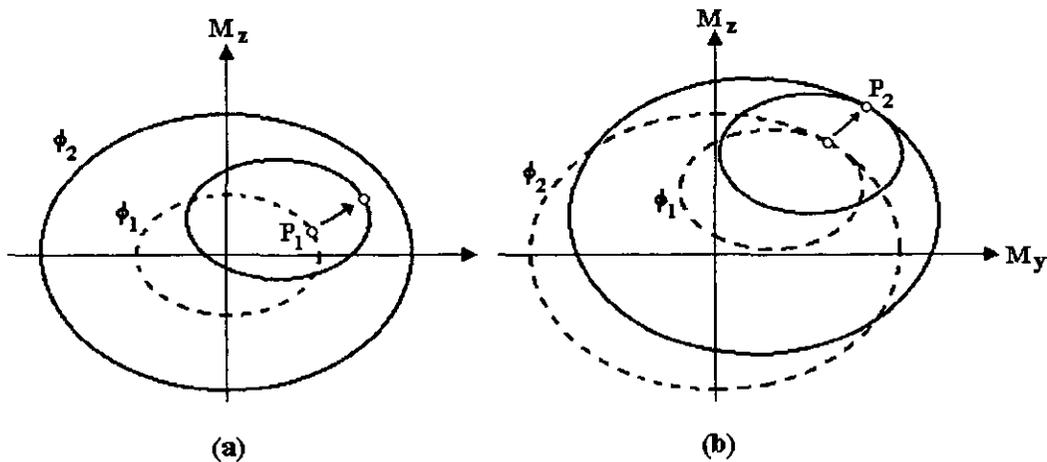


Fig. 5.10. Traslación de las Superficies de Interacción de Flexión.

Inicialmente el punto P_1 se encuentra ubicado sobre la superficie de agrietamiento (Fig. 5.11a). Un incremento en el vector de fuerzas $\{dS\}$ produce un desplazamiento de la superficie de interacción. El nuevo origen de la superficie está definido por medio del vector $\{f_0\}$ (Fig. 5.11b)

Con base en el principio de Drucker (Chen 1982), se considera que el incremento de las deformaciones plásticas es perpendicular a la superficie de interacción. El vector normal a la superficie esta definido por la ecuación:

$$\{n\} = \frac{\{f_{sf}\}}{\sqrt{\{f_{sf}\}^T \{f_{sf}\}}} \quad (5.32)$$

donde:

$\{f_{sf}\}$ = vector gradiente.

$$\{f_{sf}\}^T = \left\{ \frac{\partial \phi}{\partial M_{y_i}}, \frac{\partial \phi}{\partial M_{y_j}}, \frac{\partial \phi}{\partial M_{z_i}}, \frac{\partial \phi}{\partial M_{z_j}} \right\} \quad (5.33)$$

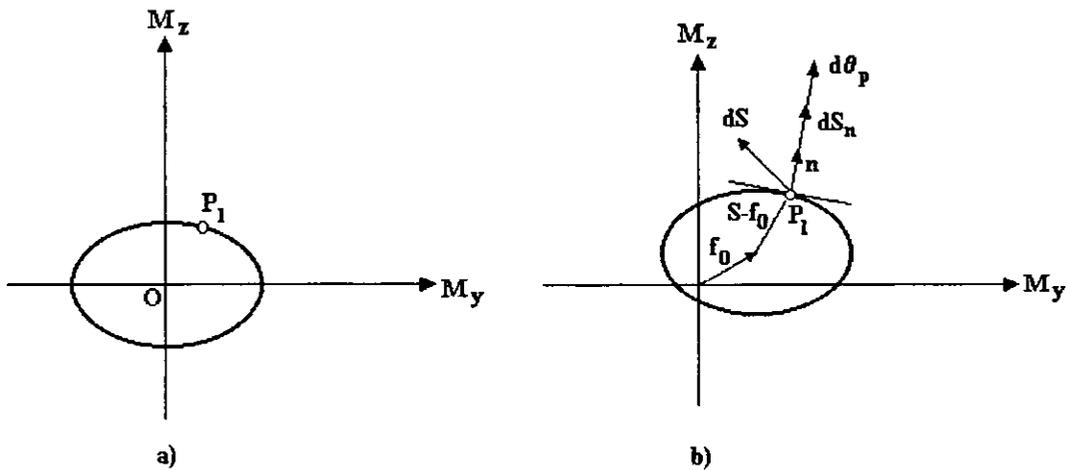


Fig. 5.11. Dirección de Traslación de la Superficie de Agrietamiento.

y el incremento de deformaciones plásticas $d\theta_p$:

$$\{d\theta_p\} = \{n\}dQ \quad (5.34)$$

donde:

dQ = magnitud de la deformación plástica.

El incremento del vector de fuerzas $\{S\}$, paralelo al vector $\{n\}$:

$$\{dS_n\} = \{n\} \cdot \{n\}^T \{dS\} \quad (5.35)$$

Los vectores $\{dS_n\}$ y $\{d\theta_p\}$ se pueden relacionar por medio de la siguiente expresión:

$$\{dS_n\} = [K_t] \{d\theta_p\} \quad (5.36)$$

donde:

$[K_t]$ = matriz de rigideces tangente.

Sustituyendo las Ec. 5.34 y 5.35 en la 5.36 y multiplicando por la transpuesta del vector $\{n\}$:

$$\{n\}^T \{dS_n\} = \{n\}^T [K_t] \{n\} dQ \quad (5.37)$$

De donde se determina la magnitud dQ como:

$$dQ = \frac{\{n\}^T \{dS_n\}}{\{n\}^T [K_t] \{n\}} \quad (5.38)$$

Sustituyendo la Ec. 5.38 en la 5.34:

$$\{d\theta_p\} = \frac{\{n\} \{n\}^T}{\{n\}^T [K_t] \{n\}} \{dS_n\} \quad (5.39)$$

De donde se determina la matriz de flexibilidades plásticas $[F_p]$ como:

$$[F_p] = \frac{\{n\} \{n\}^T}{\{n\}^T [K_t] \{n\}} \quad (5.40)$$

5.3.1.2. Desplazamiento de la Superficie de Agrietamiento

Se consideran dos puntos P_1 y P_2 correspondientes a dos estados de carga (Fig. 5.12a), los cuales se encuentran situados sobre las superficies de agrietamiento y de fluencia, respectivamente. En un espacio normalizado, ambos estados de carga están representados por un punto P (Fig. 5.12b). La relación entre ambos estados se describe por la ecuación:

$$\{Sd_2\} = [S_{12}] (\{Sd_1\} - \{\alpha_1\}) + \{\alpha_2\} \quad (5.41)$$

donde:

$\{Sd_1\}$, $\{Sd_2\}$ = vector de fuerzas de los puntos P1 y P2

$\{\alpha_1\}$, $\{\alpha_2\}$ = vector del origen de la superficie de agrietamiento y de fluencia

$[S_{12}]$ = matriz diagonal de transformación.

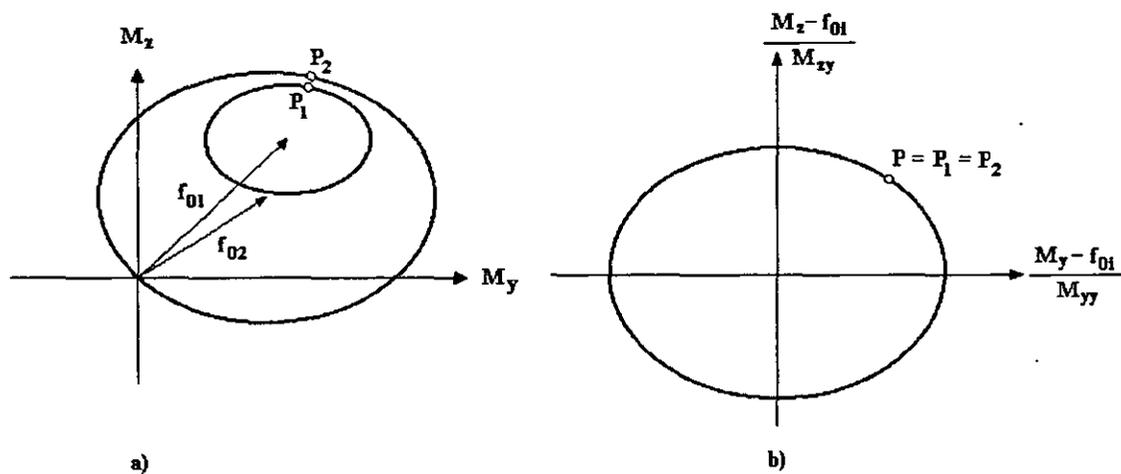


Fig. 5.12. Desplazamiento de la Superficie de Agrietamiento.

La matriz $[S_{12}]$ se determina como:

$$[S_{12}] = \text{diag} \left(\frac{M_{yy}}{M_{cyy}}, \frac{M_{zy}}{M_{czz}} \right) \quad (5.42)$$

Con base en la regla de endurecimiento por deformación de Mroz [1969], se define que la dirección del desplazamiento de la superficie ϕ_1 es paralela al vector que une los puntos P_1 y P_2 . Por lo cual el vector de desplazamientos esta definido como:

$$\{d\alpha_1\} = (\{Sd_2\} - \{Sd_1\})dA_1 \quad (5.43)$$

donde:

dA_1 = magnitud del desplazamiento de la primera superficie.

Substituyendo la Ec. 5.41 en la 5.43:

$$\{d\alpha_1\} = [([S_{12}] - I)\{Sd_1\} - ([S_{12}]\{\alpha_1\} - \{\alpha_2\})]dA_1 \quad (5.44)$$

El punto inicial P_1 sobre la superficie de interacción ϕ_1 se define como:

$$\phi_1(Sd_1 - \alpha_1) = 1 \quad (5.45)$$

Con base en la Ec. 5.41, un punto situado sobre la superficie cumple con:

$$d\phi_1 = 0 = \{f_{sd1}\} \{dSd_1\} - \{f_{sd1}\} \{d\alpha_1\} \quad (5.46)$$

donde:

$\{f_{sd1}\}$ = vector gradiente de la superficie F_1 .

$\{dSd_1\}$ = incremento en el vector de fuerzas.

El vector $\{f_{sd1}\}$ se determina como:

$$\{f_{sd1}\}^T = \left\{ \frac{\partial \phi_1}{\partial M_y}, \frac{\partial \phi_1}{\partial M_z} \right\} \quad (5.47)$$

Sustituyendo la Ec. 5.44 en la 5.46 y despejando la variable dF_{o1} :

$$dA_1 = \frac{\{f_{sd1}\}^T \{dSd_1\}}{\{f_{sd1}\}^T [([S_{12}] - I)\{Sd_1\} - ([S_{12}]\{\alpha_1\} - \{\alpha_2\})]} \quad (5.48)$$

Substituyendo la Ec. 5.48 en la 5.44:

$$d\alpha_1 = \frac{([S_{12}] - I)\{Sd_1\} - ([S_{12}]\{\alpha_1\} - \{\alpha_2\})\{f_{sd1}\}^T \{dSd_1\}}{\{f_{sd1}\}^T [([S_{12}] - I)\{Sd_1\} - ([S_{12}]\{\alpha_1\} - \{\alpha_2\})]} \quad (5.49)$$

la cual define el desplazamiento de la superficie de agrietamiento.

5.3.1.3. Desplazamiento de la Superficie de Fluencia

Con base en la regla de endurecimiento por deformación de Ziegler, se define que la dirección del desplazamiento de la superficie ϕ_2 es paralela al vector de fuerzas $\{S_2\}$. Por lo cual el vector de desplazamientos se determina como:

$$\{d\alpha_2\} = (\{Sd_2\} - \{\alpha_2\})dA_2 \quad (5.50)$$

donde:

dA_2 = magnitud del desplazamiento de superficie de fluencia.

El punto inicial P_2 sobre la superficie de interacción ϕ_2 se define como:

$$\phi_2(Sd_2 - \alpha_2) = 1 \quad (5.51)$$

Con base en esta ecuación, un punto situado sobre la superficie cumple con:

$$d\phi_2 = 0 = \{f_{sd2}\} \{dS_2\} - \{f_{sd2}\} \{d\alpha_2\} \quad (5.52)$$

donde:

$\{f_{sd2}\}$ = vector gradiente de la superficie ϕ_2 .

$\{dS_2\}$ = incremento en el vector de fuerzas.

El vector $\{f_{sd2}\}$ se determina como:

$$\{f_{sd2}\}^T = \left\{ \frac{\partial \phi_2}{\partial M_y}, \frac{\partial \phi_2}{\partial M_z} \right\} \quad (5.53)$$

Sustituyendo la Ec. 5.50 en la 5.52 y despejando la variable dA_2 :

$$dA_2 = \frac{\{f_{sd2}\}^T \{dSd_2\}}{\{f_{sd2}\}^T (\{Sd_2\} - \{\alpha_2\})} \quad (5.54)$$

Sustituyendo la Ec. 5.54 en 5.50:

$$d\alpha_2 = \frac{(\{Sd_2\} - \{\alpha_2\}) \{f_{sd2}\}^T \{dSd_2\}}{\{f_{sd2}\}^T (\{Sd_2\} - \{\alpha_2\})} \quad (5.55)$$

que define el desplazamiento de la superficie de fluencia.

5.3.2. Comportamiento a Cortante.

Esta formulación se basa en superficies de interacción de resistencia. El comportamiento de estas superficies se define con base en los modelos de contracción ortotrópica e isotrópica.

5.3.2.1. Superficies de Interacción en Cortante

En esta formulación se consideran dos superficies de interacción en cortante: una superficie de resistencia total y una superficie de resistencia residual. La superficie de resistencia total está definida por las fuerzas cortantes resistentes del concreto V_{cty} y V_{ctz} . La superficie de resistencia residual está definida por las fuerzas cortantes del acero transversal V_{sy} y V_{sz} (Fig. 5.13). Las ecuaciones que describen estas superficies son:

$$F_1(S) = \left(\frac{V_y}{V_{cty}} \right)^2 + \left(\frac{V_z}{V_{ctz}} \right)^2 = 1 \quad (5.56)$$

$$F_2(S) = \left(\frac{V_y}{V_{sy}} \right)^2 + \left(\frac{V_z}{V_{sz}} \right)^2 = 1 \quad (5.57)$$

donde:

V_y, V_z = fuerzas cortantes aplicadas en los ejes Y y Z

V_{cty}, V_{ctz} = capacidad fuerza cortante respecto a los ejes Y y Z

V_{sy}, V_{sz} = resistencia a fuerza cortante del acero transversal respecto a los ejes Y y Z.

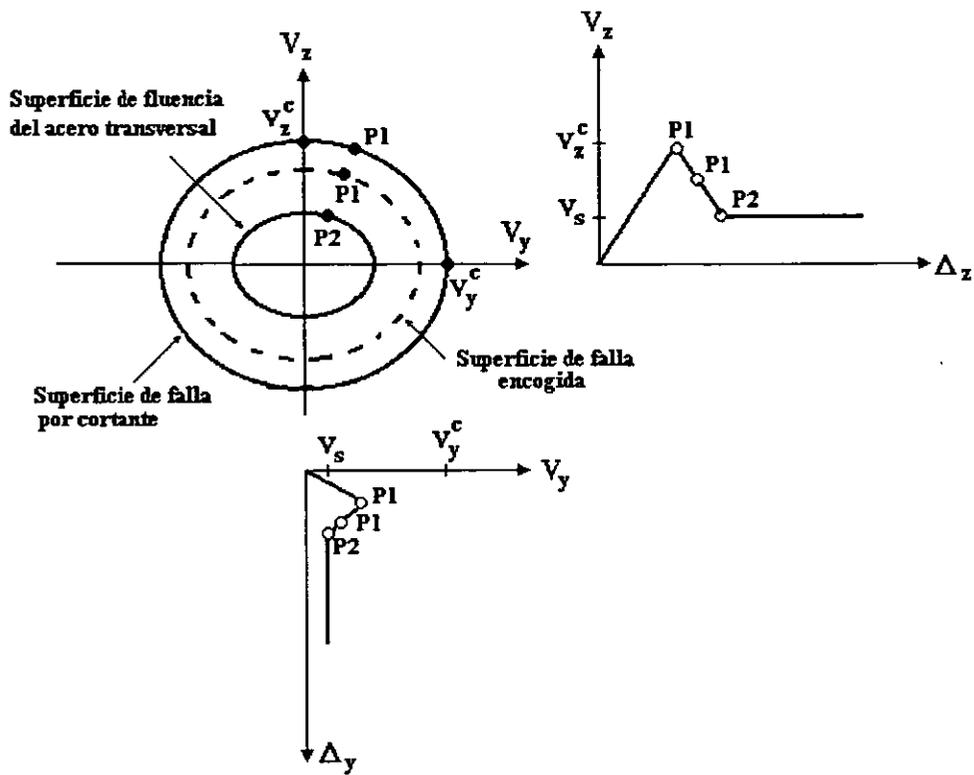


Fig. 5.13. Superficies de Interacción en Cortante.

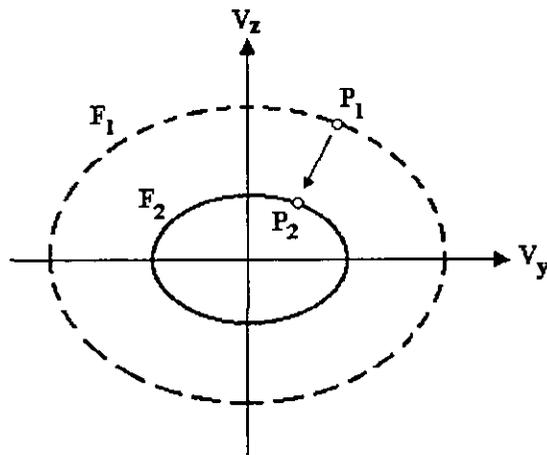


Fig. 5.14. Contracción de la Superficie de Falla por Cortante.

Consideremos un punto P_1 , ubicado sobre la superficie de falla F_1 . Al incrementar el vector de cargas, se inicia el agrietamiento en cortante, y, simultáneamente, disminuye la capacidad a cortante del elemento. Este fenómeno produce la contracción de la superficie de falla F_1 , hacia una superficie de fluencia F_2 , definida por la resistencia a fluencia del refuerzo transversal, donde el estado de fuerzas P_1 se dirige hacia el punto correspondiente P_2 , como se muestra en la Fig. 5.14. Durante la contracción de la superficie de falla, se requiere que el estado de fuerza cortante permanezca sobre la superficie de falla. Si se produce un incremento adicional en el vector de cargas, la rigidez del elemento es nula debido a la fluencia del acero de refuerzo transversal.

5.3.2.2. Modelos de Contracción

Se considera dos modelos de contracción: contracción ortotrópica y contracción isotrópica. Los cuales definen el desplazamiento de la superficie de resistencia total durante el proceso de agrietamiento.

Contracción Ortotrópica. En el modelo de contracción ortotrópica, se define una reducción de la resistencia proporcional a las cargas actuantes. Se considera los puntos P_1 y P_2 situados sobre la superficie de falla (Fig. 5.15a), donde P_1 corresponde al estado de cargas actuantes. Con base en este modelo, el desplazamiento del punto P_2 será inferior al correspondiente a P_1 .

Contracción Isotrópica. En el modelo de contracción isotrópica, se define una pérdida global de la resistencia a fuerza cortante. Se considera los puntos P_1 y P_2 situados sobre la superficie de resistencia total (Fig. 5.15b). Con base en este modelo, el desplazamiento de ambos puntos en un espacio normalizado será el mismo.

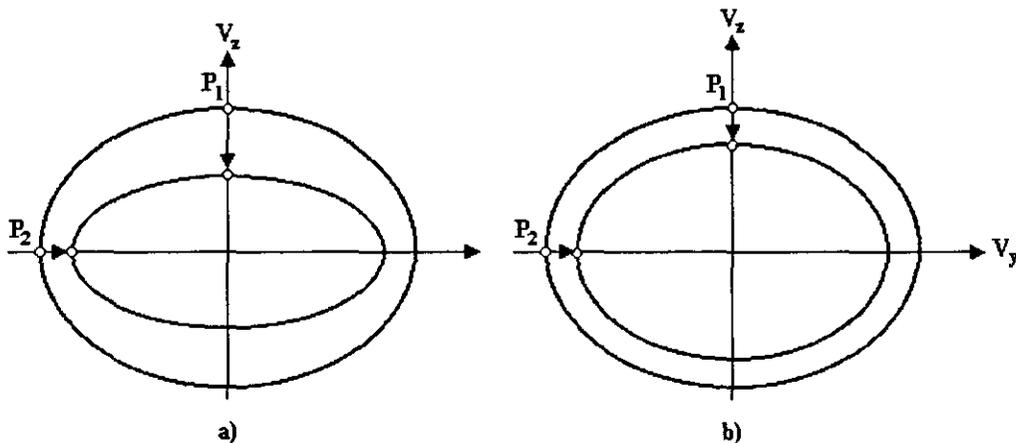


Fig. 5.15. Modelos de Contracción.
a) Contracción Ortotrópica. b) Contracción Isotrópica.

5.3.2.3. Desplazamiento de las Superficies de Interacción.

La función de la superficie de resistencia total de fuerza cortante se define como:

$$F_1(S) = \left(\frac{V_y}{V_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_z}{V_{cz}} \right)^2 = 1 \quad (5.58)$$

donde:

- V_y, V_z = fuerza cortante actuante en ejes Y y Z
- V_{cy}, V_{cz} = resistencia a fuerza cortante en ejes Y y Z.

Inicialmente un incremento inicial del vector de cargas llevará el estado de esfuerzos a un punto P_1 ubicado sobre la superficie de resistencia total. Al alcanzar ese estado se produce el agrietamiento del elemento por fuerza cortante (Fig. 5.16)

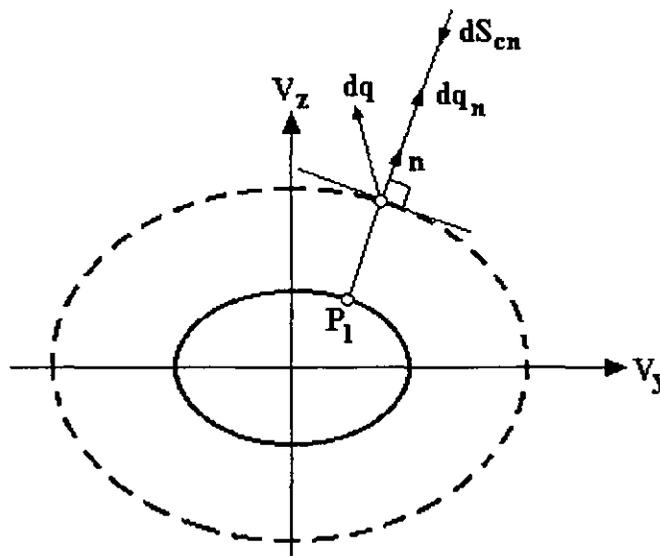


Fig. 5.16. Estado de Agrietamiento del Elemento.

Un incremento adicional de las cargas producirá la contracción de la superficie de resistencia total hacia la de resistencia del acero transversal. La dirección en la cual se produce esa contracción está definida por el modelo de contracción considerado. Para el modelo de contracción ortotrópica, el desplazamiento se produce en dirección perpendicular a la superficie. En el caso del modelo isotrópico, la contracción se produce en dirección al origen del sistema de referencia.

Se define el vector $\{dS_{cn}\}$ como:

$$\{dS_{cn}\} = \{n\}dQ \quad (5.59)$$

donde:

dQ = magnitud del agrietamiento

$\{n\}$ = vector correspondiente a la dirección del agrietamiento, el que se determina como.

$$\{n\} = \frac{\{f_{sf}\}}{\sqrt{\{f_{sf}\}^T \{f_{sf}\}}} \quad (5.60)$$

donde:

$\{f_{sf}\}$ = vector gradiente.

En el modelo de contracción ortotrópica, el vector $\{f_{sf}\}$ está dado por:

$$\{f_{sf}\}^T = \left\{ \frac{\partial F_1}{\partial V_y}, \frac{\partial F_1}{\partial V_z} \right\} \quad (5.61)$$

En el modelo de contracción isotrópica, el vector $\{f_{sf}\}$ está dado por:

$$\{f_{sf}\}^T = \{V_y, V_z\} \quad (5.62)$$

El incremento del vector de desplazamientos en dirección del agrietamiento se determina:

$$\{dq_n\} = \{n\}\{n\}^T \{dq\} \quad (5.63)$$

La relación entre los vectores $\{dq_n\}$ y $\{dS_{cn}\}$ se define como:

$$\{dq_n\} = [F_{csn}] \{dS_{cn}\} \quad (5.64)$$

Donde la matriz de flexibilidades $[F_{csn}]$ se determina como:

$$[F_{csn}] = \text{diag} \left(\frac{1}{K_{csy}}, \frac{1}{K_{csz}} \right) \quad (5.65)$$

donde:

K_{csy}, K_{csz} = matrices de rigideces del agrietamiento

Substituyendo las Ec. 5.59 y 5.63 en la 5.64 y premultiplicando por la transpuesta del vector $\{n\}$:

$$\{n\}^T \{dq\} = \{n\}^T [F_{csn}] \{n\} dQ \quad (5.66)$$

Despejando la constante dQ:

$$dQ = \frac{\{n\}^T \{dq\}}{\{n\}^T [F_{csn}] \{n\}} \quad (5.67)$$

Substituyendo la Ec. 5.67 en la 5.63

$$dS_{cn} = \frac{\{n\} \{n\}^T}{\{n\}^T [F_{csn}] \{n\}} \{dq\} \quad (5.68)$$

De donde la matriz de agrietamiento se determina como:

$$[K_{cs}] = \frac{\{n\} \{n\}^T}{\{n\}^T [F_{csn}] \{n\}} \quad (5.69)$$

5.3.3. Interacción Flexión – Cortante

La interacción flexión-cortante se define con base en las superficies de interacción presentadas en las secciones anteriores. Esta interacción se describe para tres diferentes tipos de comportamiento: dúctil, no dúctil y semi dúctil. Se consideran inicialmente las cuatro superficies en un espacio de momentos flexionantes (Fig. 5.17), en el cual las superficies S_{Ω} y S_{Ω} corresponden al modelo de comportamiento en flexión, y las superficies S_{s1} y S_{s2} corresponden al modelo de comportamiento en cortante. Las ecuaciones que describen las superficies de cortante se determinan como:

$$\left(\frac{V_y}{V_{cty}} \right)^2 + \left(\frac{V_z}{V_{ctz}} \right)^2 = \left(\frac{2V_y/L}{2V_{cty}/L} \right)^2 + \left(\frac{2V_z/L}{2V_{ctz}/L} \right)^2 = \left(\frac{M_y}{M_{cty}} \right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{ctz}} \right)^2 = 1 \quad (5.70)$$

$$\left(\frac{V_y}{V_{sy}} \right)^2 + \left(\frac{V_z}{V_{sz}} \right)^2 = \left(\frac{2V_y/L}{2V_{sy}/L} \right)^2 + \left(\frac{2V_z/L}{2V_{sz}/L} \right)^2 = \left(\frac{M_y}{M_{sy}} \right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{sz}} \right)^2 = 1 \quad (5.71)$$

donde:

M_y, M_z = momentos aplicados en ejes Y y Z

M_{cty}, M_{ctz} = momentos resistentes debido a cortante en ejes Y y Z

M_{sy}, M_{sz} = momento de resistencia residual en cortante en ejes Y y Z

L = longitud del elemento.

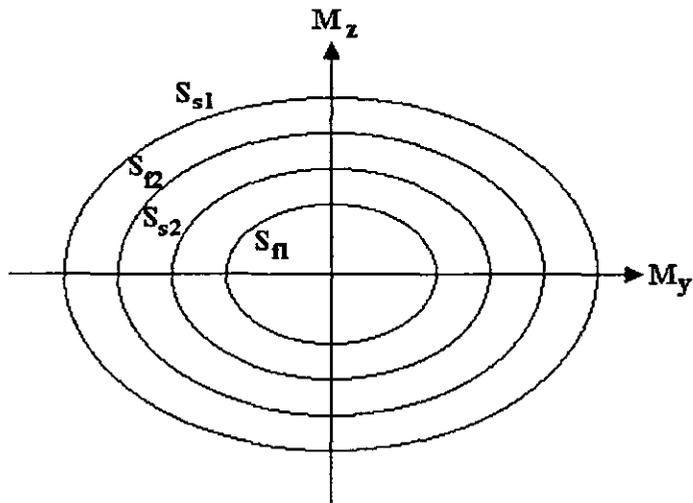


Fig. 5.17. Superficies de Interacción Flexión – Cortante.

Se considera una superficie de resistencia a flexión S_B (Fig. 5.18), la cual es externa a las superficies S_n y S_z . La ecuación que describe esta superficie es:

$$\left(\frac{M_y}{M_{ry}}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{rz}}\right)^2 = 1 \quad (5.72)$$

donde:

M_{ry}, M_{rz} = momentos flexionantes resistente respecto a los ejes Y y Z.

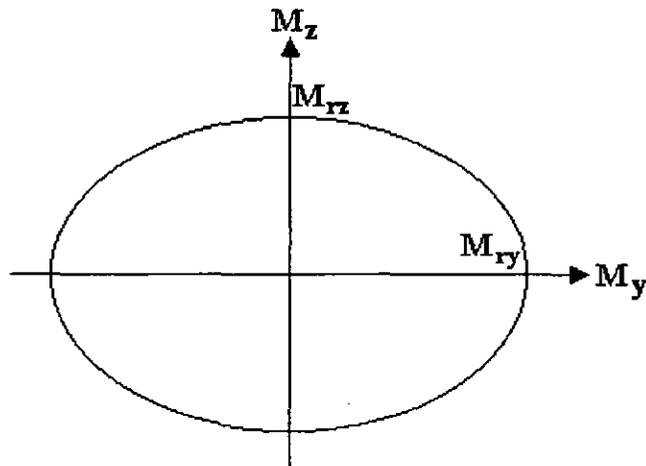


Fig. 5.18. Superficie de Resistencia a Flexión.

Comportamiento Dúctil. El comportamiento dúctil de un elemento se presenta cuando la superficie S_B se encuentra dentro de la superficie S_{s1} . Este comportamiento se encuentra definido por el modelo de flexión.

Comportamiento No Dúctil. El comportamiento no dúctil de un elemento se presenta cuando al superficie S_{s1} se encuentra dentro de la superficie S_{s2} . Dentro de esta clasificación se describen dos casos.

Caso I. Si la superficie S_{Π} se encuentra dentro de la superficie S_{s1} , el comportamiento del elemento se encuentra definido con base en las siguientes reglas:

- Se considera un punto P_1 situado sobre la superficie S_{Π} (Fig. 5.19a). Si se incrementa el vector de cargas del elemento, esta superficie se desplazara en dirección a la superficie S_{s1} .
- Se considera un punto P_2 situado sobre las superficies S_{Π} y S_{s1} (Fig. 5.19b). Si se incrementa el vector de desplazamientos, se produce una contracción de la superficie de cortante. Durante esta etapa de agrietamiento, la superficie de flexión se desplazara únicamente si es alcanzada por el punto P_2 .
- Si se produce el agrietamiento total del elemento, su comportamiento estará definido únicamente por el modelo de cortante.

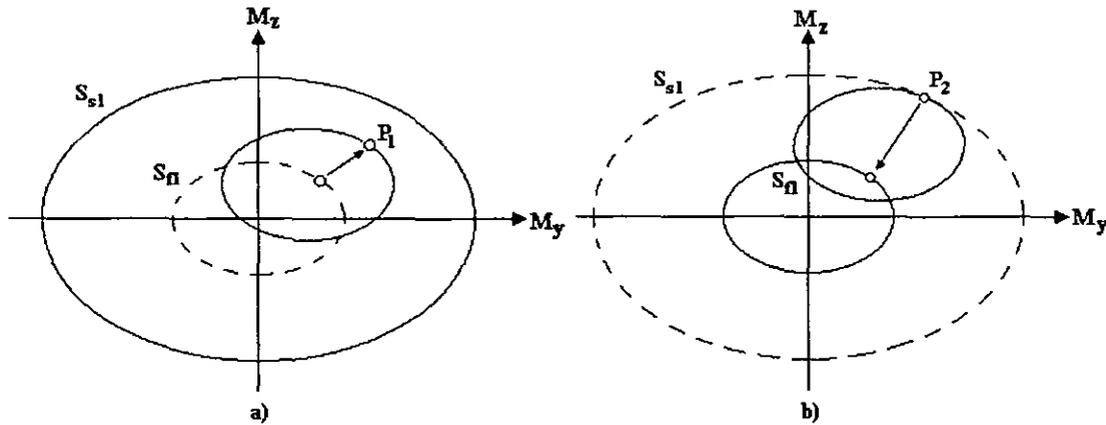


Fig. 5.19. Comportamiento no Dúctil.

Caso II. Si la superficie S_{s1} se encuentra dentro de la superficie S_{Π} , el comportamiento del elemento se encuentra definido por el modelo de cortante.

Comportamiento Semi Dúctil. El comportamiento semi dúctil de un elemento se presenta cuando al superficie S_{s1} se encuentra entre las superficies S_{s2} y S_B . Este tipo de comportamiento esta definido por las siguientes reglas:

- Se considera un punto P_1 situado sobre la superficie S_{η} (Fig. 5.20a). Si se incrementa el vector de cargas de elemento, esta superficie se desplazara en dirección de la superficie S_{ζ} .
- Se considera un punto P_2 situado sobre la superficie S_{η} y S_{ζ} (Fig. 5.20b). Si se incrementa el vector de cargas del elemento, ambas superficies se desplazaran en dirección de la superficie S_{s1} .
- Se considera un punto P_3 situado sobre la superficie S_{η} , S_{ζ} y S_{s1} (Fig. 5.20c). Si se incrementa el vector de desplazamientos del elemento, se produce una contracción de la superficie de cortante. Durante esta etapa de agrietamiento, las superficies de flexión se desplazaran únicamente si son alcanzadas por el punto P_3 .
- Si se produce el agrietamiento total del elemento, su comportamiento estará definido únicamente por el modelo de cortante.

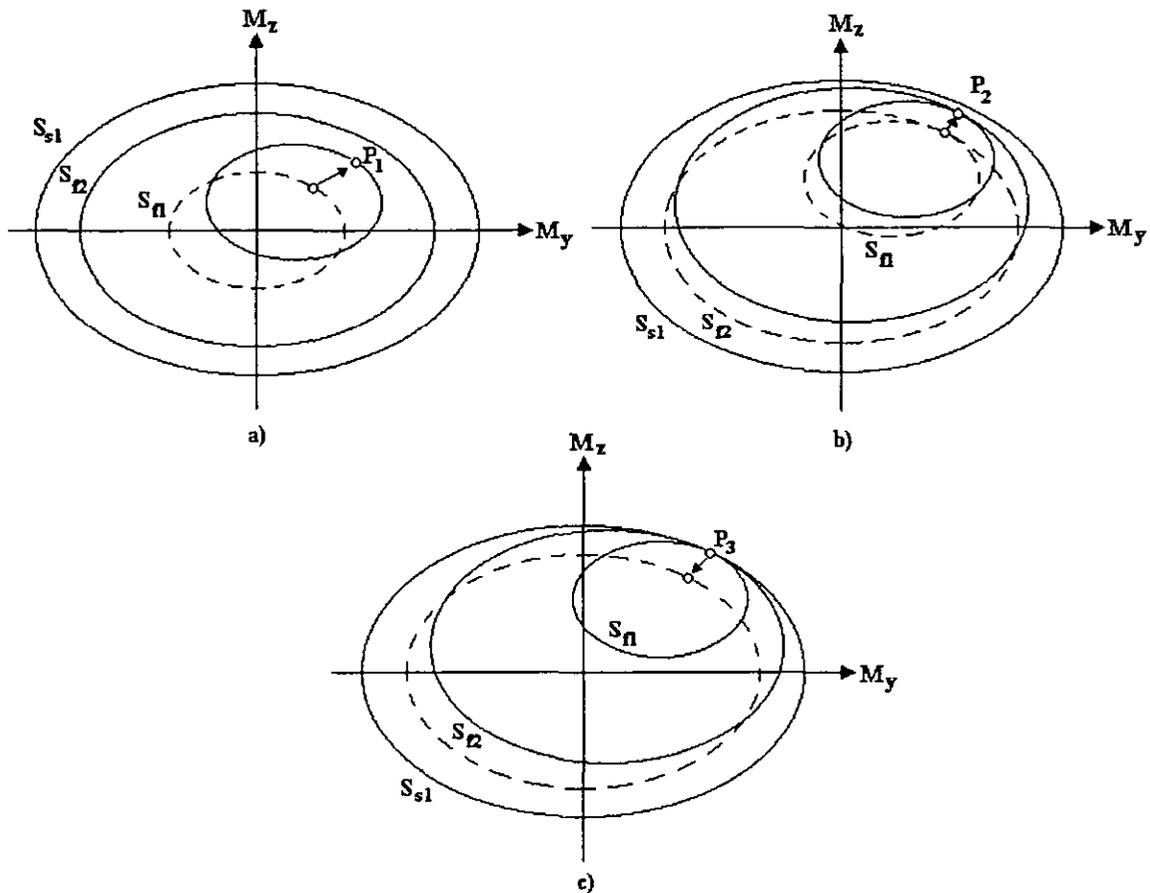


Fig. 5.20. Comportamiento Semi Dúctil.

5.4. Opciones de Conectividad.

Las conexiones entre los componentes del puente pueden ser complejas y difíciles de modelar con exactitud. La representación de zonas rígidas puede requerir muchos nodos y elementos viga-columna. El programa ofrece varias herramientas para modelar detalles de conexiones: (i) transformaciones de cuerpo rígido, (ii) resortes de extremo y (iii) elementos especiales en los que se liberan grados de libertad. El beneficio principal es el de reducir el tamaño del problema eliminando nodos o grados de libertad redundantes o no existentes, así como los coeficientes en las matrices estructurales globales relacionados con ellos.

5.4.1. Transformaciones de Cuerpo Rígido

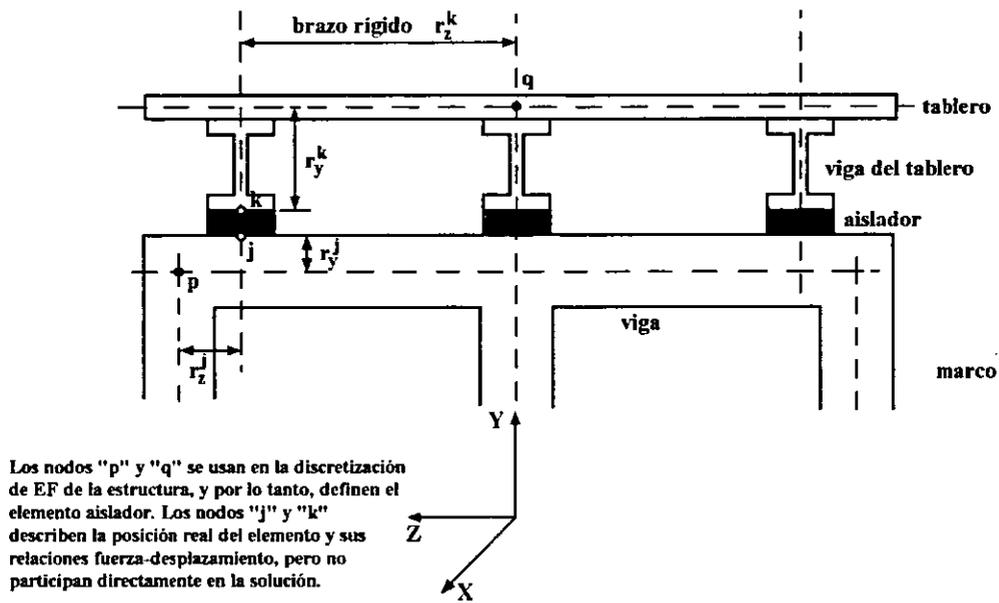
Las conexiones entre elementos pueden ser muy complicadas especialmente en la interface entre la superficie del tablero y los marcos. Un modelado exacto requeriría muchas juntas para modelar esencialmente zonas rígidas. Una simplificación en el modelado consiste en usar transformaciones de cuerpo rígido, elementos resortes unidos directamente a los elementos y elementos en los que se liberan ciertos grados de libertad. De esta manera se reducen significativamente los cálculos y se elimina la necesidad de manejar resultados innecesarios.

En la Fig. 5.21a se muestra una conexión entre el tablero y un marco del puente. Para modelar con exactitud esa conexión se necesitarían muchos elementos (Fig. 5.21b). El tablero se modela usando un solo elemento viga con propiedades equivalentes. En contraste, resulta inapropiado concentrar todos los apoyos que soportan las vigas del puente en un solo elemento aislador al centro del tablero, ya que éste tiene tres puntos de conexión en las ubicaciones de los apoyos. Asumiendo que el tablero es rígido para rotación alrededor del eje Y y traslación en dirección Z., se pueden aplicar las transformaciones correspondientes para representar las zonas rígidas. La flexibilidad de las vigas del tablero para traslación en la dirección Z puede modelarse por resortes. El uso de estos resortes y brazos rígidos permite una representación segura de esta área con el uso de solamente tres elementos y cuatro nodos (Fig. 5.21c).

Para tomar en cuenta la reducción del número de grados de libertad se usa una transformación de cuerpo rígido. La matriz de rigideces del elemento se crea con respecto a la junta real (Fig. 5.21a) y luego se transforma, usando transformaciones de cuerpo rígido, a las juntas teóricas (Fig. 5.21c), las que son usadas para el ensamblaje de la matriz de rigideces total de la estructura. Usando la solución de los desplazamientos en el sistema global, los desplazamientos en las juntas reales y las fuerzas en los extremos de los elementos pueden calcularse usando de nuevo transformaciones de cuerpo rígido.

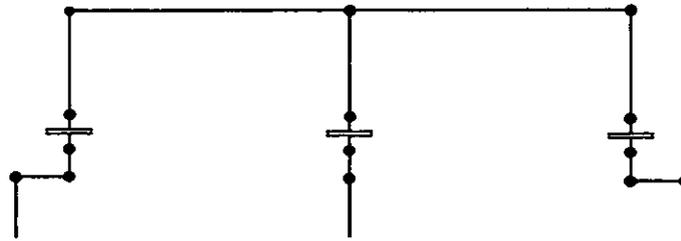
La transformación de una acción A_j (fuerza o momento) en la junta real j a la junta teórica p , usada en la discretización de la estructura (Fig. 5.22) se desarrolla como sigue:

Las acciones en las juntas p y j se definen como



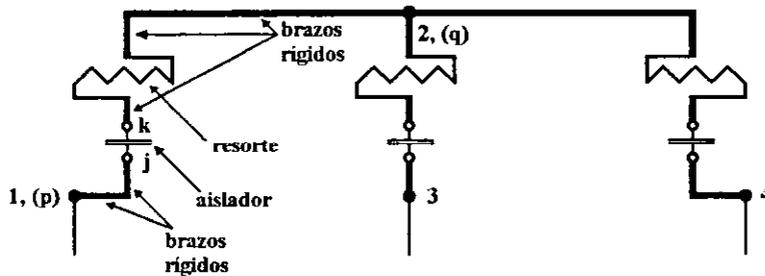
a)

Modelo de 14 Nodos en una Representación Típica de Elementos Finitos



b)

Representación con 4 Nodos Usando Transformaciones de Cuerpo Rígido y Elementos Resorte de Extremo



c)

Fig. 5.21. Conexión Típica Marco-Tablero: a) Sección, b) Modelado Típico, d) Modelado con Brazos Rígidos y Resortes de Extremo.

$$\{A_p\} = \begin{Bmatrix} \{F_p\} \\ \{M_p\} \end{Bmatrix} \quad ; \quad \{A_j\} = \begin{Bmatrix} \{F_j\} \\ \{M_j\} \end{Bmatrix} \quad (5.73)$$

La acción en p puede representarse en función de la acción en j mediante

$$\{A_p\} = \begin{Bmatrix} \{F_j\} \\ \{r_{pj}\} \times \{F_j\} + \{M_j\} \end{Bmatrix} \quad (5.74)$$

en esta ecuación r_{pj} es un vector que va del nodo p al nodo j de manera que

$$\{r_{pj}\} \times \{F_j\} = \begin{bmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ x_{pj} & y_{pj} & z_{pj} \\ F_j^x & F_j^y & F_j^z \end{bmatrix} = [c_{pj}] \{F_j\} = \begin{bmatrix} 0 & -z_{pj} & y_{pj} \\ z_{pj} & 0 & -x_{pj} \\ -y_{pj} & x_{pj} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_j^x \\ F_j^y \\ F_j^z \end{Bmatrix} \quad (5.75)$$

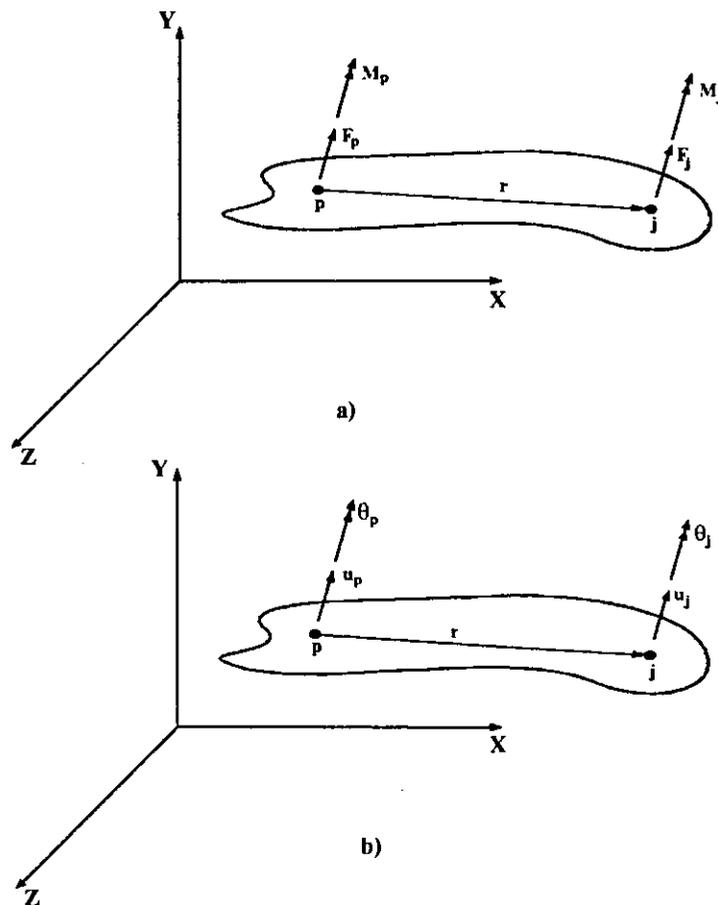


Fig. 5.22. Transformaciones de Cuerpo Rígido de a) Acciones, b) Deformaciones.

Las relaciones presentadas en la ecuación anterior corresponden a la transformación de una sola junta del elemento viga. Las relaciones para el elemento completo (2 juntas) son:

$$\{A_p\} = [T_{pj}] \{A_j\} \quad (5.76)$$

donde T es la matriz de transformación del elemento:

$$[T_{pj}] = \begin{bmatrix} [I_3] & [0] \\ [c_{pj}] & [I_3] \end{bmatrix} \quad (5.77)$$

donde $[I_3]$ es una matriz identidad de tamaño 3×3 .

Los vectores de desplazamiento en las juntas p y j se definen como:

$$\{D_p\} = \begin{Bmatrix} \{u_p\} \\ \{\theta_p\} \end{Bmatrix} ; \{D_j\} = \begin{Bmatrix} \{u_j\} \\ \{\theta_j\} \end{Bmatrix} \quad (5.78)$$

los que pueden relacionarse por medio de

$$\{D_j\} = \begin{Bmatrix} \{u_p\} + \{\theta_p\} \times \{r_{pj}\} \\ \{\theta_p\} \end{Bmatrix} \quad (5.79)$$

donde

$$\{\theta_j\} \times \{r_{pj}\} = \begin{bmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ \theta_j^x & \theta_j^y & \theta_j^z \\ x_{pj} & y_{pj} & z_{pj} \end{bmatrix} = -[c_{pj}] \{\theta_j\} = \begin{bmatrix} 0 & z_{pj} & -y_{pj} \\ -z_{pj} & 0 & x_{pj} \\ y_{pj} & -x_{pj} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_j^x \\ \theta_j^y \\ \theta_j^z \end{Bmatrix} \quad (5.80)$$

La relación para el elemento con dos juntas es:

$$\{D_j\} = [T_{pj}]^T \{D_p\} \quad (5.81)$$

La relación fuerza-desplazamiento de elemento definido entre los nodos "j" y "k" es:

$$\{A_{j,k}\} = [k_{j,k}] \{D_{j,k}\} \quad (5.82)$$

donde $k_{j,k}$ es la matriz de rigideces del elemento real.

Las acciones en los extremos del elemento pueden transformarse en acciones estáticamente equivalentes en los nodos p y q:

$$\{A_{p,q}\} = [T]\{A_{j,k}\} \quad (5.83)$$

donde

$$\{A_{p,q}\} = \begin{Bmatrix} \{A_p\} \\ \{A_q\} \end{Bmatrix} ; \quad [T] = \begin{bmatrix} [T_{pj}] & [0] \\ [0] & [T_{qk}] \end{bmatrix} ; \quad \{A_{j,k}\} = \begin{Bmatrix} \{A_j\} \\ \{A_k\} \end{Bmatrix}$$

Similarmente, los desplazamientos de los extremos del elemento pueden expresarse en términos de aquellos de los nodos p y q:

$$\{D_{j,k}\} = [T]^T \{D_{p,q}\} \quad (5.84)$$

donde

$$\{D_{j,k}\} = \begin{Bmatrix} \{D_j\} \\ \{D_k\} \end{Bmatrix} ; \quad [T]^T = \begin{bmatrix} [T_{pj}]^T & [0] \\ [0] & [T_{qk}]^T \end{bmatrix} ; \quad \{D_{p,q}\} = \begin{Bmatrix} \{D_p\} \\ \{D_q\} \end{Bmatrix}$$

Introduciendo la Ec. 5.82 y 5.83 en la Ec. 5.81 se obtiene

$$[T]^{-1} \{A_{p,q}\} = [k_{j,k}] [T]^T \{D_{p,q}\} \quad (5.85)$$

Premultiplicando ambos lados por la matriz de transformación [T] se obtiene:

$$\{A_{p,q}\} = [T][k_{j,k}][T]^T \{D_{p,q}\} \quad (5.86)$$

La matriz de rigideces que relaciona las fuerzas nodales con los desplazamientos en el elemento pq es:

$$[k_{p,q}] = [T][k_{j,k}][T]^T \quad (5.87)$$

El procedimiento de transformación de cuerpo rígido anterior puede aplicarse a cualquier tipo de elemento en el programa. La implantación de este procedimiento supone que los nodos p y q se usan para la discretización de elementos finitos de la estructura. El elemento está formalmente definido entre los nodos p y q y, por lo tanto, los grados de libertad de esos nodos participan en la solución. Sin embargo, los puntos j y k determinan la ubicación real de los extremos del elemento y, por lo tanto, su orientación en el espacio. Esta característica permite el uso de elementos múltiples entre un par de nodos estructurales que no necesariamente son coincidentes. La herramienta de transformación de brazo rígido es aplicable para el modelado de conexiones rígidas, juntas de expansión, estribos y algunos otros detalles complicados de la estructura.

5.4.2. Resortes de Extremo en Vigas.

Una manera común de formular la matriz de rigideces de una viga con resortes en los extremos es usando el método de flexibilidades. Este método requiere una formulación diferente para una viga sin resortes, y para cada combinación de resortes extremos. Para evitar esto y obtener una formulación más modular, primero se deriva la matriz de rigideces de la viga doblemente empotrada y luego se añade la contribución de los resortes de los extremos.

Como se muestra en la Fig. 5.24 se definen cuatro juntas para el elemento viga básico y los dos elementos resorte. Las relaciones fuerza-deformación del sistema combinado son:

$$\begin{Bmatrix} \{F_{2,3}\} \\ \{F_{1,4}\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [k_{2,3-2,3}] & [k_{2,3-1,4}] \\ [k_{1,4-2,3}] & [k_{1,4-1,4}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_{2,3}\} \\ \{u_{1,4}\} \end{Bmatrix} \quad (5.88)$$

donde

$F_{i,j}$ son las fuerzas y momentos en las juntas i y j , y
 $u_{i,j}$ son los desplazamientos en las juntas i y j .

La matriz k se ensambla de una manera estándar, arreglando los elementos de la matriz de rigideces K_{viga} y las matrices de rigideces K_{r1} y k_{r2} de los resortes extremos en los grados de libertad relacionados.

Ya que no existen fuerzas aplicadas en los nodos internos 2 y 3, $\{F_{2,3}\}$ en la Ec. 5.88 es cero. Al resolver el sistema de ecuaciones se obtiene:

$$\{u_{2,3}\} = -[k_{2,3-2,3}]^{-1} [k_{2,3-1,4}] \{u_{1,4}\} \quad (5.89)$$

La relación fuerza-deformación para los nodos externos 1 y 4 es

$$[k_{1,4}^*] \{u_{1,4}\} = \{F_{1,4}\} \quad (5.90)$$

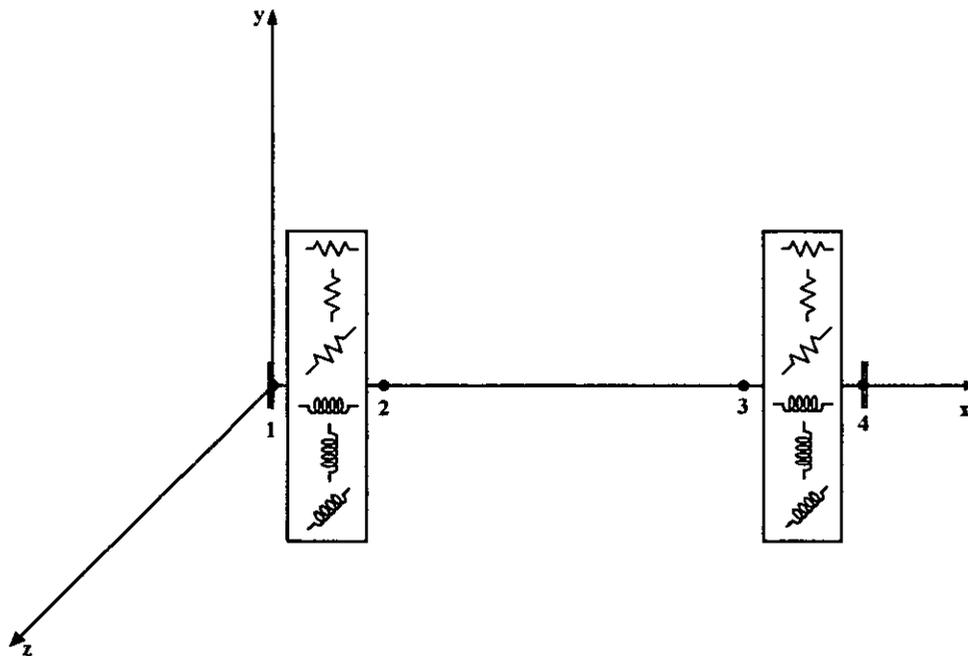
donde

$$[k_{1,4}^*] = [k_{1,4-1,4}] - [k_{2,3-1,4}]^T [k_{2,3-2,3}]^{-1} [k_{2,3-1,4}] \quad (5.91)$$

Es de hacer notar que existe cierta similitud entre este elemento y el elemento resorte presentado anteriormente. Las diferencias entre los dos casos son:

- i) Los resortes extremos pueden conectarse solamente a un solo elemento, mientras el elemento resorte puede conectarse a una junta en la cual están conectados varios elementos.

- ii) Para propósitos de post-procesamiento, en las ubicaciones donde se deben observar los desplazamientos es más fácil usar resortes de conexión y obtener directamente los desplazamientos ya que existe una junta en esa ubicación. Esto es especialmente importante cuando esos resortes se conectan al terreno, ya que los desplazamientos relativos entre el puente y el suelo son de interés.
- iii) Cuando existe masa o fuerza conectada a la junta entre el elemento viga y la junta (masa del terreno), no se pueden usar los resortes extremos ya que su formulación asume que no existen fuerzas en esa ubicación.

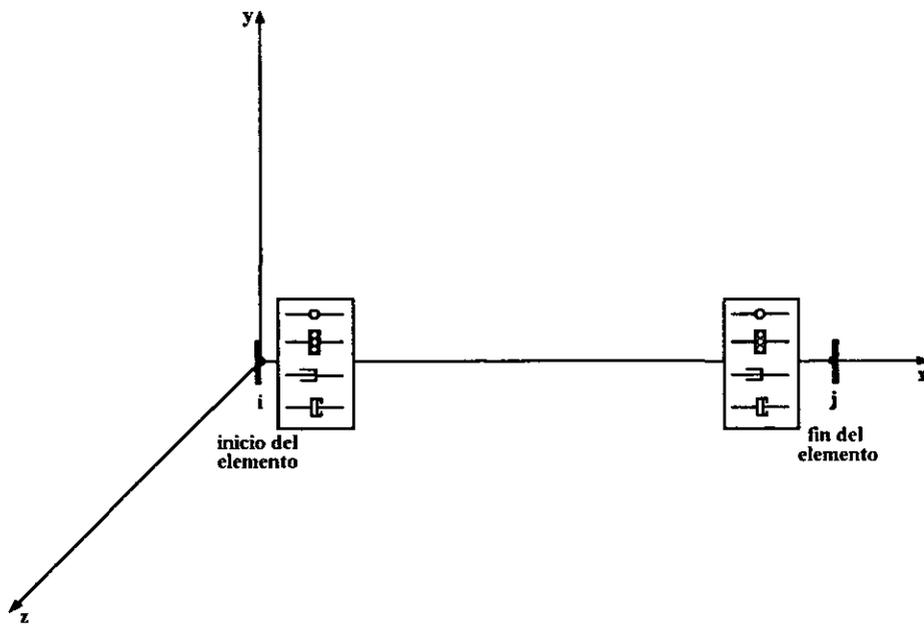


Es posible añadir flexibilidad a lo largo de los grados de libertad: u_x , u_y , u_z , rot_x , rot_y , rot_z en cada extremo. Todos los resortes se definen en el sistema de coordenadas del elemento. Los nodos 2 y 3 son virtuales.

Fig. 5.23. Elemento Viga con Resortes en los Extremos

5.4.3. Liberación de Grados de Libertad en los extremos de los miembros.

En la Fig. 5.23 se muestra la liberación de una estable combinación entre los grados de libertad de un elemento viga. Esta liberación se realiza para permitir flexibilidad en el modelado de conexiones complicadas entre elementos. Por asuntos de modularidad, primero se genera la matriz de rigideces de un elemento doblemente empotrado y luego se liberan los grados de libertad extremos para generar una matriz liberada.



Grados de libertad con posibilidad de liberación en cada extremo: u_x , u_y , u_z , rot_x , rot_y , rot_z .
 Todas las liberaciones están referidas al sistema de coordenadas del elemento.

Fig. 5.24. Liberaciones en los Extremos del Miembro.

CAPITULO 6

MODELADO DE SISTEMAS DE PROTECCION SÍSMICA

En años recientes se han introducido sistemas de protección para reducir la vulnerabilidad de puentes ante eventos sísmicos. Estos sistemas de protección incluyen dispositivos de aislamiento de base de diferentes tipos, dispositivos de amortiguamiento, dispositivos de control activo y otros. A continuación se presentan los modelos matemáticos usados para representar el comportamiento de los sistemas de protección sísmica que están implantados en el programa.

6.1. Aislamiento Sísmico en Puentes

Los aisladores de base son elementos artificiales que protegen las estructuras de los puentes de la intensidad total del ataque sísmico. Ellos son usualmente colocados entre las columnas y estribos del puente, y el tablero, y están diseñados para que disipen grandes cantidades de energía sin que ocurra pérdida de resistencia. En principio, esta capacidad permite que el resto de la estructura se pueda comportar elásticamente, minimizándose su daño estructural.

La protección sísmica de los sistemas de aislamiento de base se fundamenta en los altos niveles de amortiguamiento y disipación de energía que poseen. En ocasiones los sistemas

de aislamiento de base pueden ser adicionalmente ventajosos al cambiar el período natural de vibración de la estructura de un puente, moviéndolo a regiones de respuestas dinámicas menores. Los altos niveles de amortiguamiento y disipación de energía son deseables ya que ellos disminuyen las fuerzas que una estructura debe resistir. De igual manera, si el período natural de la estructura se mueve a una región con menores aceleraciones espectrales ocurrirán mejoras similares en el comportamiento del sistema estructural. Colectivamente esas características disminuyen la variación de la respuesta del puente causada por un amplio rango de excitaciones sísmicas, y reducen la probabilidad de concentraciones indeseables de demandas de ductilidad. Sin embargo, las reducciones en fuerzas laterales vienen, algunas veces acompañadas por incrementos de desplazamientos estructurales, los que deben de poder ser acomodados por el apoyo flexible.

La mayoría de los sistemas de aislamiento de base se pueden clasificar en dos categorías: sistemas de aislamiento elastoméricos y sistemas de aislamiento deslizantes.

El sistema que ha sido adoptado más ampliamente en años recientes es el tipificado por el uso de apoyos elastoméricos, siendo el elastómero predominantemente hule natural. El sistema trabaja desacoplando la estructura de los componentes horizontales del movimiento sísmico al interponer una capa con poca rigidez lateral entre la estructura y la cimentación. Esta capa da a la estructura una frecuencia fundamental que es mucho menor que la frecuencia de la estructura con base fija y las frecuencias predominantes del movimiento sísmico. El primer modo dinámico de la estructura aislada involucra sólo la deformación del sistema de aislamiento sísmico, siendo la estructura por encima de él rígida. Los modos superiores, que producen deformación en la estructura, son ortogonales al primer modo y por lo tanto también al movimiento sísmico. Estos modos superiores no participan en el movimiento de manera que si hay gran energía en el movimiento a esas frecuencias altas, esta energía no puede ser transmitida a la estructura. El efecto de aislamiento en este tipo de sistemas no se produce por absorción de la energía sísmica sino por desviación de la misma a través de la dinámica del sistema (Kelly,1993). No vale la pena usar de este sistema cuando el sistema es lineal y si no tiene amortiguamiento. Es beneficioso tener un cierto nivel de amortiguamiento para suprimir cualquier posible resonancia a la frecuencia del aislamiento.

Casi todas las estructuras aisladas recientes usan apoyos laminados de varias capas de hule con capas de acero de refuerzo como los componentes del sistema que soportan la carga vertical. Estos son muy rígidos en la dirección vertical debido a la presencia de las placas de acero, pero son flexibles horizontalmente para producir el efecto de aislamiento. Muchos sistemas de aislamiento, particularmente aquellos usados en Nueva Zelanda y Japón, usan una combinación de un apoyo de hule natural con poco amortiguamiento interno con un corazón de plomo, el que provee al aislador con rigidez para resistir cargas estáticas y laterales moderadas (por ejemplo, cargas de viento) sin fluir, y una capacidad para disipar grandes cantidades de energía durante cargas sísmicas.

El método ideal de incluir amortiguamiento en un sistema de aislamiento es incorporarlo en el mismo elastómero. Este es un esquema muy sencillo y ha sido usado recientemente en

Estados Unidos, Japón e Italia, donde en los últimos años se han desarrollado compuestos de hule natural con alto amortiguamiento cuyas propiedades mecánicas lo hacen ideal para sistemas de aislamiento sísmico. La rigidez a cortante de este hule es alta para niveles de deformación pequeños pero disminuye por un factor de 4 o 5 a medida que la deformación aumenta, alcanzando un valor mínimo a una deformación por cortante de 50%. Para niveles de deformación mayores que 100% la rigidez comienza a aumentar de nuevo (Kelly, 1993). Por lo tanto, para cargas pequeñas causadas por viento o cargas sísmicas de baja intensidad, el sistema tiene alta rigidez y período corto; a medida que la intensidad de la carga aumenta la rigidez disminuye. Para niveles de carga muy altos la rigidez se incrementa de nuevo, suministrando una acción de seguridad contra la falla. El amortiguamiento sigue el mismo patrón pero menos dramáticamente, disminuyendo desde un valor inicial de 20% a un mínimo de 10% y luego incrementándose de nuevo. El sistema está diseñado de modo que se suponen los valores mínimos de rigidez y amortiguamiento y la respuesta se toma como lineal. La rigidez inicial alta se invoca solamente para cargas de diseño de viento y la respuesta a altos niveles de deformación sólo para la acción de seguridad.

El segundo tipo de sistema de aislamiento es aquel que usa deslizadores. Este sistema se basa en que un bajo nivel de fricción en la interfaz de aislamiento limitará la transferencia de cortante a través de ella. Mientras menor sea el coeficiente de fricción, menor será el cortante transmitido. Este es el más antiguo y sencillo de los sistemas propuestos, pero tiene sus desventajas. Para resistir cargas de viento y evitar deslizamiento innecesario bajo sismos pequeños u otros disturbios es necesario tener un valor medianamente alto del coeficiente de fricción. Muchas superficies deslizantes tienen características que son sensibles a la presión y a la velocidad relativa de deslizamiento, y el hecho de que el proceso de deslizamiento es intrínsecamente no lineal significa que un análisis dinámico adecuado tendría que ser no lineal. Un problema adicional es que el cambio súbito de rigidez de la estructura cuando ocurre deslizamiento o parada tiene el efecto de generar vibraciones de alta frecuencia en la estructura, vibraciones a frecuencias que pueden no estar presentes en el movimiento sísmico. El sistema responde transformando la energía de baja frecuencia en el movimiento sísmico en energía de alta frecuencia en la estructura.

Otro problema al usar deslizadores en un sistema de aislamiento es que no existe una fuerza restauradora efectiva, y por lo tanto, los desplazamientos requeridos por los códigos llegan a ser extremadamente largos. Como estos desplazamientos pueden ocurrir en cualquier dirección horizontal, el diámetro de las placas y el sistema de apoyo podrían ser muy grandes; además los componentes del aislador en la superestructura deben ser diseñados para los altos momentos causados por esos desplazamientos grandes. Es posible introducir la capacidad de fuerza restauradora de varias maneras. Los apoyos deslizantes pueden combinarse con apoyos elastoméricos. Esta combinación de deslizadores y elastómeros fue propuesta originalmente en 1978 (Kelly 1993) como una manera de hacer uso de las mejores características de ambos sistemas de aislamiento. El uso de deslizadores da un sistema con un período largo, y los apoyos de hule controlan los desplazamientos al proveer una sección de centrado; adicionalmente, ellos controlan la torsión y, si el desplazamiento excede el nivel de diseño, ellos producen una acción rigidizadora.

En este trabajo se desarrollan y evalúan tres formulaciones diferentes para modelar el comportamiento de los dos tipos de dispositivos de aislamiento sísmico mencionados. El primero es un modelo desarrollado por Bouc y mejorado por Wen (1976), que representa eficazmente relaciones constitutivas no lineales con transiciones suaves y sirve para modelar sistemas de aislamiento elastoméricos a niveles bajos a medios de deformaciones por cortante. El segundo se basa en el modelo desarrollado por Kikuchi y Aiken (1997), que toma en cuenta el incremento de rigidez que experimentan algunos tipos de aisladores a altos niveles de deformaciones por cortante. El último modelo toma en cuenta la interacción triaxial para modelar el comportamiento de un sistema de aislamiento deslizante que incluye la influencia de la carga vertical sobre la fuerza lateral, y la dependencia de la fuerza lateral en la velocidad.

6.1.1. Modelo de Bouc-Wen para Aisladores Sísmicos.

Para modelar la rigidez y la histéresis suave de las fuerzas restauradoras típicas de algunos dispositivos de aislamiento de base sometidos a cargas cíclicas, se desarrolló un elemento no lineal basado en un modelo histerético propuesto por Bouc y extendido subsecuentemente por Wen (1976). El elemento seleccionado es tridimensional y está definido por dos nodos con seis grados de libertad cada uno. Se supone que el sistema de coordenadas locales es paralelo al sistema de coordenadas globales. Para transformar el conjunto de grados de libertad del elemento de una ubicación a otra se usan transformaciones que incluyen traslación y/o rotación de los grados de libertad. La relación uniaxial fuerza cortante-desplazamiento relativo se simula por medio del modelo de histéresis de Bouc-Wen (1976).

Para representar el comportamiento de un elemento se usa el modelo bilineal suavizado mostrado en la Fig. 6.1.

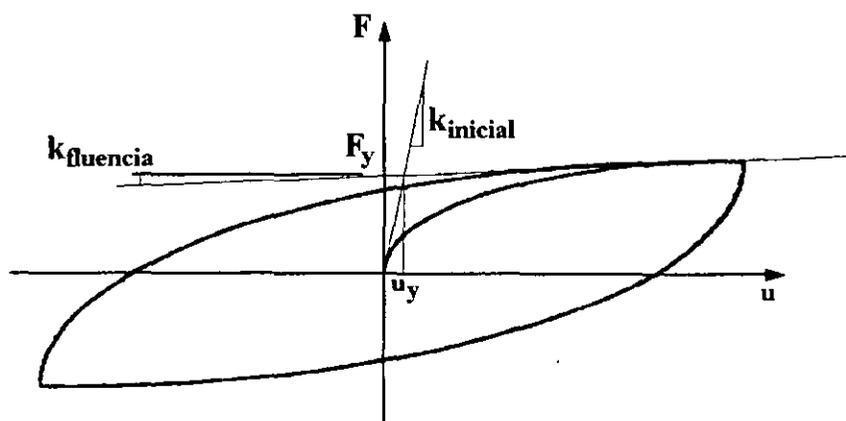


Fig. 6.1. Modelo Histerético de Bouc y Wen

La ecuación de Bouc-Wen requiere de la solución de una ecuación diferencial de primer orden, la que se resuelve usando una variante del método de Runge-Kuta. Para obtener una solución más precisa y rápida, y entender mejor el modelo, se deriva una solución analítica de la ecuación diferencial básica.

La ecuación básica para un aislador con comportamiento elástico perfectamente plástico es (Wen 1976):

$$F = ZF_y \quad (6.1)$$

donde F es la fuerza restauradora y Z es un parámetro adimensional que viene definido por la ecuación diferencial

$$\dot{Z} = \frac{\dot{U}}{U_y} \left\{ A - |Z|^n \left((\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}Z)) + \beta \right) \right\} \quad (6.2)$$

donde U es el desplazamiento total, A , β , η y γ son parámetros adimensionales que controlan la forma del lazo histerético y U_y es el desplazamiento a la fluencia.

El valor máximo del parámetro Z , también llamado “fuerza reactiva adimensional” se obtiene al hacer $\frac{dZ}{dU}$ igual a cero, luego de arreglar la Ec. 6.2 con $\dot{U} > 0$ y $Z > 0$:

$$Z_{\max} = \left(\frac{A}{\beta + \gamma} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (6.3)$$

El endurecimiento por deformación se introduce en el modelo al modificar la Ec. 6.1:

$$F = \alpha \frac{F_y}{U_y} U + (1 - \alpha) F_y Z \quad (6.4a)$$

o

$$F = \alpha K_0 U + (1 - \alpha) F_y Z \quad (6.4b)$$

donde α es la relación de la rigidez inicial elástica a la rigidez post-fluencia, F_y es la fuerza de fluencia.

Se puede demostrar que la fuerza de fluencia F_y , el desplazamiento de fluencia, U_y y la relación de rigideces α , corresponden a cantidades físicas reales, si $A=1$ y $(\gamma + \beta) = 1$. De la Ec. 6.3 es evidente que para este conjunto de valores el parámetro histerético Z se limita al rango $-1 < Z < 1$. Cuando $\beta = \gamma$, la pendiente de la rama de descarga del lazo histerético es

igual a la rigidez elástica inicial. Si $\beta > \gamma$, la rigidez de descarga es inicialmente mayor que la rigidez elástica y la curva de descarga es convexa (como se muestra en la Fig. 6.1). Alternativamente, si $\beta < \gamma$, la pendiente de descarga es inicialmente menor que la rigidez inicial y la curva de descarga es cóncava. El comportamiento elástico lineal se obtiene cuando $\alpha = 1$. El parámetro η controla la forma de la transición al rango inelástico. Para valores grandes de η se obtiene comportamiento elastoplástico o bilineal con endurecimiento por deformación.

La Ec. 6.2 puede escribirse como

$$dU = \frac{dZ U_y}{A - |Z|^\eta (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) + \beta)} \quad (6.5)$$

Integrando ambos lados:

$$U = U_y \int \frac{dZ}{A - |Z|^\eta (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) + \beta)} \quad (6.6)$$

Una forma de solución cerrada sólo es posible para un número pequeño de valores de η , $\eta=1$ o $\eta=2$; para este modelo se seleccionó $\eta=2$.

Definiendo dos nuevas variables:

$$a = \sqrt{A} \quad (6.7)$$

$$b = \sqrt{|\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) + \beta|} \quad (6.8)$$

Se deben distinguir diferentes casos en la solución de esta ecuación:

A) Para $\gamma > \beta$:

$$\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) + \beta = b^2 \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) \quad (6.9)$$

Introduciendo las Ec. 6.7 y Ec. 6.9 dentro del integrando de la Ec. 6.6 se obtiene:

$$U = U_y \int \frac{dZ}{A - |Z|^2 \gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) + \beta} = U_y \int \frac{dZ}{a^2 - \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) b^2 Z^2} \quad (6.10)$$

La solución de la Ec. 6.10 puede derivarse para los siguientes casos:

$$1) \operatorname{sgn}(\dot{U}Z) > 0$$

$$U = U_y \int \frac{dZ}{a^2 - b^2 Z^2} \quad (6.11)$$

y luego de la integración

$$U = U_y \frac{1}{2ab} \log \left| \frac{a + bZ}{a - bZ} \right| + c \quad (6.12)$$

La ecuación (6.12) es simplificada adicionalmente suponiendo las siguientes condiciones:

$$(i) b^2 Z^2 < a^2$$

$$U = U_y \frac{1}{ab} \operatorname{atanh} \frac{bZ}{a} + c \quad (6.13)$$

$$Z = \frac{a}{b} \tanh \left(\frac{Uab}{U_y} + c \right) \quad (6.14)$$

$$(ii) b^2 Z^2 > a^2, \text{ la solución es}$$

$$U = \frac{U_y}{ab} a \operatorname{coth} \frac{bZ}{a} + c \quad (6.15)$$

$$Z = \frac{a}{b} \operatorname{coth} \left(\frac{Uab}{U_y} + c \right) \quad (6.16)$$

$$2) \operatorname{sgn} \dot{U}Z < 0$$

Una solución válida para el caso $\operatorname{sgn} \dot{U}Z < 0$ sólo se consigue cuando $b^2 Z^2 < a^2$ ya que las condiciones $\gamma > \beta$ y $b^2 Z^2 > a^2$ tienen como solución $Z=1$.

$$U = \frac{U_y}{ab} \operatorname{atan} \frac{bZ}{a} + c \quad (6.17)$$

$$Z = \frac{a}{b} \tan \left(\frac{Uab}{U_y} + c \right) \quad (6.18)$$

La rigidez instantánea del aislador puede calcularse usando las soluciones para Z (Ec. 6.14, Ec. 6.16, Ec. 6.18). Puede usarse la solución para Z para definir directamente la rigidez instantánea k como una función de deformaciones, derivando la Ec. 6.4.

$$k = \frac{dF}{dU} = \alpha K_0 + (1 - \alpha) F_y \frac{dZ}{dU} \quad (6.19)$$

el término dZ/dU en la Ec. 6.19 puede obtenerse como sigue:

a) $\text{sgn } \dot{U}Z = 1$ y $b^2 Z^2 < a^2$

$$\left(\frac{dZ}{dU} \right)_1 = \frac{d}{dU} \left(\frac{a}{b} \tanh \frac{Uab}{U_y} \right) = \frac{a^2}{U_y} \text{sech}^2 \frac{Uab}{U_y} \quad (6.20)$$

b) $\text{sgn } \dot{U}Z = 1$ y $b^2 Z^2 > a^2$

$$\left(\frac{dZ}{dU} \right)_2 = \frac{d}{dU} \left(\frac{a}{b} \text{ctanh} \frac{Uab}{U_y} \right) = -\frac{a^2}{U_y} \text{csech}^2 \frac{Uab}{U_y} \quad (6.21)$$

c) $\text{sgn } \dot{U}Z = -1$

$$\left(\frac{dZ}{dU} \right)_3 = \frac{d}{dU} \left(\frac{a}{b} \tan \frac{Uab}{U_y} \right) = \frac{a^2}{U_y} \sec^2 \left(\frac{Uab}{U_y} \right) \quad (6.22)$$

Los valores de la rigidez instantánea, k, se usan en el análisis para actualizar la rigidez de la estructura a medida que el análisis avanza.

Para limitar el valor extremo de Z al rango $-1 < Z < 1$, la relación a/b en las Ec. 6.14, 6.16 y 6.18 debe ser igual a 1.0. Una de las maneras de alcanzar esto es llenando las condiciones $A=1$ y $\gamma+\beta = 1$.

6.1.2. Modelo de Kikuchi y Aiken para Aisladores Elastoméricos.

Hasta ahora se han aplicado diferentes modelos para idealizar el comportamiento de aisladores elastoméricos en análisis dinámicos de estructuras con aislamiento de base. Fundamentalmente se han usado los modelos bilineal, de Ramberg-Osgood y de Bouc-Wen. Sin embargo, las relaciones fuerza-deformación obtenidas experimentalmente (Aiken et al, 1992) para diferentes tipos de apoyos elastoméricos muestran fuertes no linealidades y un aumento de rigidez que depende de la magnitud de la deformación unitaria a cortante (Kelly, 1993). Este comportamiento no lineal no se puede representar usando ninguno de los modelos hasta ahora empleados.

Tanto el modelo bilineal como el de Ramberg-Osgood definen separadamente una curva esqueleto y lazos histeréticos. La curva esqueleto está definida por la siguiente relación:

$$F = K_{\text{eff}} X \quad (6.23)$$

donde F es la fuerza cortante, X es el desplazamiento de corte y K_{eff} es la rigidez efectiva a cortante del aislador. K_{eff} se evalúa típicamente por medio de una fórmula empírica como una función de la deformación unitaria por cortante. La relación es típicamente determinada de ensayos a cortante de aisladores, suponiendo:

$$K_{\text{eff}} = \frac{G(\gamma)A}{H_r} \quad \text{y} \quad \gamma = \frac{\delta_h}{H_r} \quad (6.24)$$

donde $G(\gamma)$ es el módulo de cortante del elastómero como una función de la deformación unitaria a cortante, γ ; A es el área de cortante del aislador, H_r es la altura total de hule en el aislador, y δ_h es el desplazamiento horizontal relativo entre los extremos superior e inferior del aislador.

En estos modelos, las funciones de rigidez y amortiguamiento de los apoyos elastoméricos que han sido observadas experimentalmente se describen en términos de deformaciones unitarias por cortante (γ), ya que esas propiedades están muy relacionadas a la magnitud de esa deformación. Por lo tanto, los parámetros de estos modelos se actualizan de manera de especificar la forma de la curva histerética de acuerdo con la deformación unitaria en el punto de descarga en la curva esqueleto.

Otros modelos que se han propuesto para predecir el comportamiento histerético de dispositivos de aislamiento y disipación, tales como los modelos de Ozdemir (1976) y Bouc y Wen (1976), están basados en ecuaciones diferenciales, y en ellos, los parámetros que controlan la forma del lazo histerético son constantes y se deben determinar al inicio del análisis. Estos modelos son adecuados para predecir el comportamiento del aislador a niveles bajos a moderados de deformaciones por cortante; pero ninguno de ellos captura adecuadamente el comportamiento observado de aisladores elastoméricos a niveles altos de deformación, cuando estos exhiben un fuerte endurecimiento no lineal.

Kikuchi y Aiken (1997) encontraron que las siguientes ecuaciones modelan el comportamiento de los aisladores elastoméricos en los rangos altos de deformación. El modelo es una mejora del modelo de Ozdemir, al cual se le incluyó un procedimiento para actualizar parámetros y se mejoró el comportamiento a niveles altos de deformaciones por cortante.

$$F = F_1 + F_2 \quad (6.25)$$

$$F_1 = \frac{1}{2}(1-u)F_m \left[x + \text{sgn}(\dot{X})|x|^n \right] \quad (6.26)$$

$$F_2 = uF_m \left[1 - 2e^{-a(1+x)} + b(1+x)e^{-c(1+x)} \right], \quad (\dot{X} > 0) \quad (6.27a)$$

$$F_2 = -uF_m \left[1 - 2e^{-a(1-x)} + b(1-x)e^{-c(1-x)} \right], \quad (\dot{X} < 0) \quad (6.27b)$$

donde F_m es la fuerza cortante máxima sobre la curva esqueleto, x es el desplazamiento por cortante normalizado ($x=X/X_m$) y X_m es el desplazamiento máximo en la curva esqueleto. En Ec. 6.27, u es la relación de la fuerza cortante a desplazamiento cero, F_u , a F_m ($u=F_u/F_m$), a se calcula de la Ec. 6.28, y b se calcula de la Ec. 6.29. Ambas ecuaciones se derivan suponiendo que las áreas de los lazos histeréticos analíticos y experimentales son iguales.

$$\frac{1 - e^{-2a}}{a} = \frac{2u - \pi h_{eq}}{2u} \quad (6.28)$$

$$b = c^2 \left[\frac{\pi h_{eq}}{u} - \left\{ 2 + \frac{2}{a} (e^{-2a} - 1) \right\} \right] \quad (6.29)$$

donde h_{eq} es la relación de amortiguamiento viscoso equivalente y se evalúa por medio de una fórmula empírica que es función de la deformación unitaria por cortante, la que a su vez, se determina de ensayos de aisladores individuales. El parámetro c es una constante preseleccionada que especifica la forma del lazo histerético. La Ec. 6.28 no puede ser resuelta en forma exacta para a y, por lo tanto debe ser resuelta numéricamente. En este trabajo se resuelve usando el método de bisección. Todos los parámetros que controlan la forma del lazo histerético se actualizan por medio de las Ec. 6.28 y 6.29 cuando ocurre reversión de carga de la curva esqueleto, expresada por la Ec. 6.23. La Fig. 6.2 muestra lazos histeréticos típicos dados por las Ec. 6.25 a 6.27. La forma del lazo histerético de la fig. 6.2a es típica de niveles de deformaciones por cortante bajos a moderados. El comportamiento de endurecimiento no lineal a desplazamientos correspondientes a altos niveles de desplazamientos unitarios en el elastómero puede ser representado calibrando los parámetros b y c en la Ec. 6.27, como se muestra en la Fig. 6.2b. El modelo expresado por las Ec. 6.25 a 6.27 puede capturar fácilmente la característica de la transición suave de los lazos histeréticos de niveles de deformación bajos a altos.

La formulación anterior se deriva para aplicación a comportamiento histerético estacionario de aisladores elastoméricos. Para las condiciones aleatorias de desplazamiento presentes en los análisis sísmicos se aplica la regla de Massing (Rosenblueth y Herrera, 1964) para

definir completamente la fuerza cortante en el aislador, y entonces, la Ec. 6.27 se reemplaza por la Ec. 6.30:

$$F_2 = F_{2i} + uF_m \left[2 - 2e^{-a(x-x_i)} + b(x-x_i)e^{-c(x-x_i)} \right], \quad (\dot{X} > 0)$$

$$F_2 = F_{2i} - uF_m \left[2 - 2e^{a(x-x_i)} - b(x-x_i)e^{c(x-x_i)} \right], \quad (\dot{X} < 0)$$
(6.30)

donde

$$F_{2i} = F_i - F_1$$

$$x_i = \frac{X_i}{X_m}$$

y (X_i, F_i) es el punto de la reversión de carga más reciente.

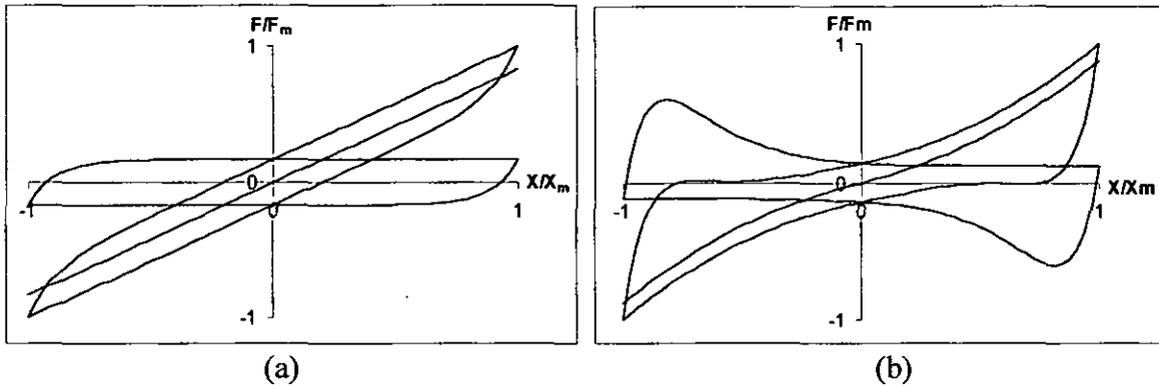


Fig. 6.2. Lazos Histeréticos Normalizados

Cuando ocurre reversión de carga en la misma región, i.e. $X_i \cdot X_{i-1} > 0$ (X_{i-1} es el desplazamiento de reversión de cargas en el paso anterior a X_i), la Ec. 6.30 debe ser reemplazada por la Ec. 6.31 para evitar un alargamiento excesivo del lazo histerético en la reversión de carga en el rango de endurecimiento:

$$F_2 = F_{2i} + \alpha_1 u F_m \left[2 - 2e^{-a(x-x_i)} \right], \quad (\dot{X} > 0)$$

$$F_2 = F_{2i} - \alpha_2 u F_m \left[2 - 2e^{a(x-x_i)} \right], \quad (\dot{X} < 0)$$
(6.31)

donde

$$\alpha_1 = \frac{2 - 2e^{a(x_i-x_{i-1})} - b(x_i-x_{i-1})e^{c(x_i-x_{i-1})}}{2 - 2e^{a(x_i-x_{i-1})}}$$

$$\alpha_2 = \frac{2 - 2e^{-a(x_i-x_{i-1})} - b(x_i-x_{i-1})e^{-c(x_i-x_{i-1})}}{2 - 2e^{-a(x_i-x_{i-1})}}$$

Es conocido que las propiedades mecánicas de los apoyos elastoméricos están afectadas por la historia de cargas. Cuando un apoyo experimenta deformación unitaria por cortante en el rango alto de deformación, la subsecuente rigidez en el rango bajo de deformaciones, de alguna manera, se degrada comparada con la rigidez inicial a deformaciones bajas (Murota et al, 1994)). Además, la rigidez se degrada gradualmente con ciclos repetidos a la misma amplitud de desplazamiento. Esto ha sido reconocido como un fenómeno complejo. En resultados de ensayos de apoyos elastoméricos (Aiken et al, 1992), los cambios más significativos se han visto entre la rigidez inicial del primer ciclo y los ciclos siguientes. Un método razonable para representar este fenómeno es el introducir dos pasos de rigidez efectiva en la curva esquelética, que se expresa en la Ec. 6.23. Además se debería añadir la fuerza adicional dada por la Ec. 6.32 a la fuerza cortante dada por la Ec. 6.23:

$$\Delta F = (K_{\text{eff},i} - K_{\text{eff}})X, \quad (X < X_{\text{min}} \text{ o } X > X_{\text{max}})$$

$$\Delta F = 0, \quad (X_{\text{min}} < X < X_{\text{max}})$$
(6.32)

donde X_{min} y X_{max} son los valores máximo y mínimo de los desplazamientos experimentados, $K_{\text{eff},i}$ es el módulo efectivo de cortante del elastómero obtenido de un ensayo de primera carga de un aislador (i.e. sin ninguna historia de cargas anterior). En contraste, K_{eff} en la Ec. 6.23 debe obtenerse de un ensayo que incluya historias de carga (i.e. del segundo ciclo o uno posterior). Cuando se actualizan X_{max} o X_{min} , ΔF debería incrementarse gradualmente de manera que se obtenga una transición suave entre las dos formas de la Ec. 6.32 (Fig. 6.3).

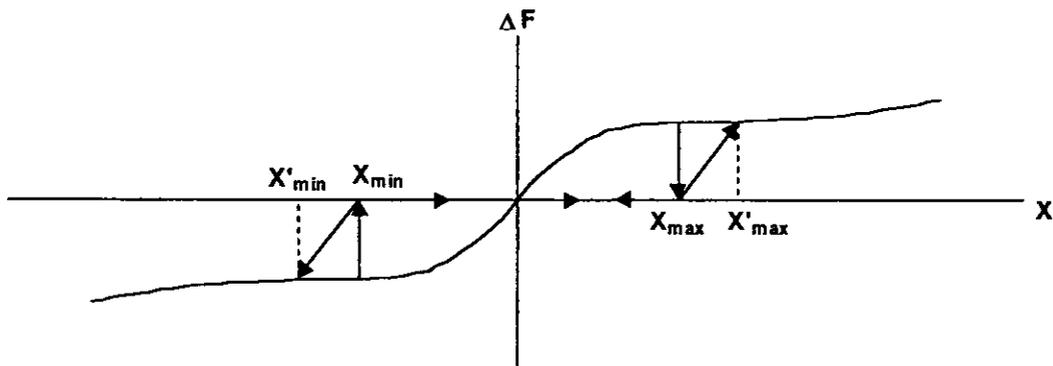


Fig. 6.3. Degradación de Rigidez Asociada con la Historia de Carga.

$$X'_{\text{max}} = X_{\text{max}} + \gamma' T_r$$

$$X'_{\text{min}} = X_{\text{min}} - \gamma' T_r$$
(6.33)

donde

γ' = deformación de cortante para recuperación de rigidez

T_r = altura total del hule

Aiken et. al. (1992, 1993) realizaron una serie de ensayos de aisladores individuales y del modelo a escala de un edificio existente de tres niveles de concreto reforzado aislado en la base para identificar las características mecánicas de tres tipos de aisladores y mostrar la validez de un nuevo sistema de aislamiento de base. Se usaron dos tipos de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento y un tipo de aislador elastomérico con corazón de plomo, así como un nuevo tipo de aislador que usa hule natural y silicón, el que fue desarrollado para suministrar un módulo de cortante menor que el típicamente ofrecido por otros tipos de apoyos elastoméricos adecuados para aislamiento sísmico. De los resultados de estos ensayos, se determinaron fórmulas empíricas como funciones de la deformación unitaria a cortante, utilizando el método de los mínimos cuadrados, para poder aplicar el modelo propuesto. Las fórmulas propuestas se presentan en la tabla 4.1. La Fig. 6.4 muestra los lazos histeréticos obtenidos analíticamente bajo excitación de desplazamientos de cortantes sinusoidales para los cuatro tipos de aisladores estudiados.

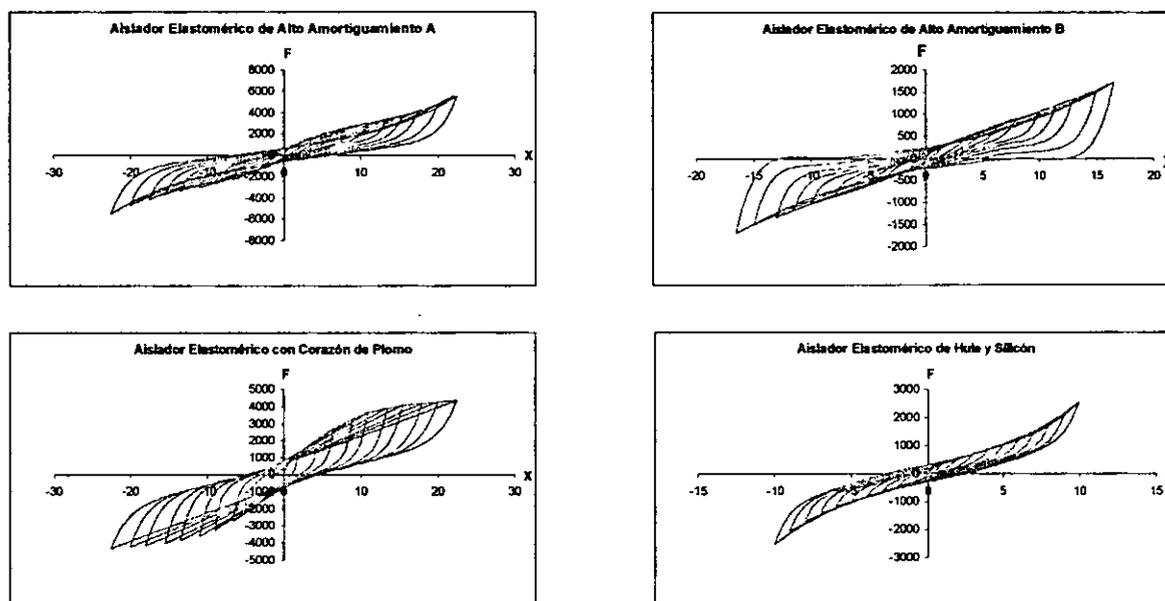


Fig. 6.4. Lazos Histeréticos Fuerza Cortante-Desplazamiento (Kikuchi y Aiken 1997)

Los resultados analíticos obtenidos fueron buenos para todos los tipos de aisladores ensayados, por lo que el modelo propuesto puede predecir confiablemente las relaciones fuerza-deformación de aisladores elastoméricos para niveles altos de deformaciones por cortante (Kikuchi y Aiken, 1997).

	Alto Amortiguamiento A	Alto Amortiguamiento B	Aislador Elastomérico con corazón de plomo	Aislador de Hule y Silicón
K_{eff} (N/mm)	$351\gamma^{-0.461}$ ($\gamma \leq 1.0$) $510-195\gamma+34.7\gamma^2$ ($\gamma > 1.0$)	$116\gamma^{-0.295}$ ($\gamma \leq 1.2$) $144-40.4\gamma+9.79\gamma^2$ ($\gamma > 1.2$)	$337\gamma^{-0.346}$ ($\gamma \leq 0.75$) $558-291\gamma+54.1\gamma^2$ ($\gamma > 0.75$)	$174\gamma^{-0.441}$ ($\gamma \leq 0.483$) $307-189\gamma+81.3\gamma^2$ ($\gamma > 0.483$)
$K_{eff,i}$ (N/mm)	$378\gamma^{-0.460}$ ($\gamma \leq 1.0$) $563-232\gamma+44.6\gamma^2$ ($\gamma > 1.0$)	$124\gamma^{-0.282}$ ($\gamma \leq 1.2$) $154-49.7\gamma+15.8\gamma^2$ ($\gamma > 1.2$)	$366\gamma^{-0.302}$ ($\gamma \leq 0.75$) $590-293\gamma+51.3\gamma^2$ ($\gamma > 0.75$)	$182\gamma^{-0.397}$ ($\gamma \leq 0.495$) $326-217\gamma+92.2\gamma^2$ ($\gamma > 0.495$)
b_{eq}	$0.123-0.00876\gamma$	$0.101-0.0191\gamma+0.0143\gamma^2$	$0.202-0.0457\gamma$	$0.112+0.0129\gamma-0.0138\gamma^2$
u	$0.221-0.0344\gamma$	$0.191-0.0287\gamma$	$0.384-0.288\gamma+0.0748\gamma^2$	$0.260-0.070\gamma$
n	1.0 ($\gamma \leq 2.0$) $-1.96+1.48\gamma$ ($\gamma > 2.0$)	1.0 ($\gamma \leq 1.5$) $3.60-3.48\gamma+1.17\gamma^2$ ($\gamma > 1.5$)	1.0 (const.)	1.0 ($\gamma \leq 1.0$) $2.99-3.84\gamma+1.85\gamma^2$ ($\gamma > 1.0$)
a	Ec. 6.28 Si $a > 15.2$, $a=15.2$	Ec. 6.28 Si $a > 13.0$, $a=13.0$	Ec. 6.28 Si $a > 14.0$, $a=14.0$	Ec. 6.28 Si $a > 12.8$, $a=12.8$
b	Ec. 6.29 Si $\gamma \leq 0.75$, $b=0.0$	Ec. 6.29 Si $\gamma \leq 1.0$, $b=0.0$	Ec. 6.29 Si $\gamma \leq 0.25$, $b=0.0$	Ec. 6.29 Si $\gamma \leq 1.0$, $b=0.0$
c	6.0 (const.)	6.0 (const)	4.0 (const)	7.0 (const)

Tabla 6.1. Fórmulas Empíricas para los parámetros de diferentes tipos de aisladores (Kikuchi y Aiken 1997)

6.1.3. Elemento Aislador deslizante

El modelo de interacción triaxial se desarrolla para modelar el comportamiento de aisladores deslizantes sometidos a cargas triaxiales. El elemento es tridimensional y está definido por dos nodos, la fuerza normal en el aislador bajo condiciones estáticas (carga muerta), la rigidez elástica inicial, la rigidez del resorte de recentrado, la velocidad límite por encima de la cual el coeficiente de fricción es constante e igual al coeficiente máximo de fricción, el coeficiente mínimo de fricción, el coeficiente máximo de fricción y el coeficiente de rompimiento de la fricción (Fig. 6.5). El sistema de coordenadas locales es paralelo al global. Los grados de libertad del elemento pueden transformarse a nuevas ubicaciones nodales usando transformaciones de cuerpo rígido.

El modelo de elemento aislador desarrollado en esta tesis tiene la capacidad de representar el comportamiento triaxial de un aislador deslizante que incluye desplazamientos en las direcciones globales X y Z y la influencia de la variación de la fuerza vertical sobre la fuerza deslizante. Los aisladores deslizantes tienen dos etapas, deslizamiento y parada. En el estado de parada el aislador tiene rigidez elástica $K_{inicial}$. Luego de la transición al estado de deslizamiento, en el primer estado de deslizamiento, el coeficiente de fricción es función de la velocidad (Fig. 6.5c). Cuando la velocidad excede la velocidad límite, el coeficiente de fricción es constante e igual a μ_{max} .

La fuerza lateral en el aislador, $F(t)$, se representa en una formulación incremental como una combinación de tres componentes (i) un aumento lineal; (ii) un componente viscoso; y (iii) un componente de fricción de "Coulomb" definido por las siguientes reglas:

$$\bar{F}(t) = \bar{F}(t - \Delta t) + \Delta \bar{F}(t) \quad (6.34)$$

donde

$$\Delta \bar{F}(t) = k_j \Delta \bar{U}(t) + c_j \Delta \dot{\bar{U}}(t) + \mu_j \Delta N_i(t) + s_j |F(t - \Delta t) \Delta \bar{i}(t)| \quad (6.35)$$

donde Δ indica el incremento correspondiente del tiempo $t - \Delta t$ al tiempo t , N es la fuerza variable normal a la superficie deslizante, k_j , c_j , μ_j son parámetros relacionados con la rigidez, amortiguamiento y coeficiente de fricción, respectivamente, s_j es un coeficiente indicador para efectos biaxiales en el modo de deslizamiento e \bar{i} es el vector unitario en dirección del deslizamiento

$$\bar{i}(t) = \frac{\dot{\bar{U}}(t)}{|\dot{\bar{U}}(t)|} \quad (6.36)$$

Los parámetros y coeficientes del modelo k_j , c_j , μ_j y s_j en la Ec. 6.35 toman los siguientes valores dependiendo del modo de respuesta:

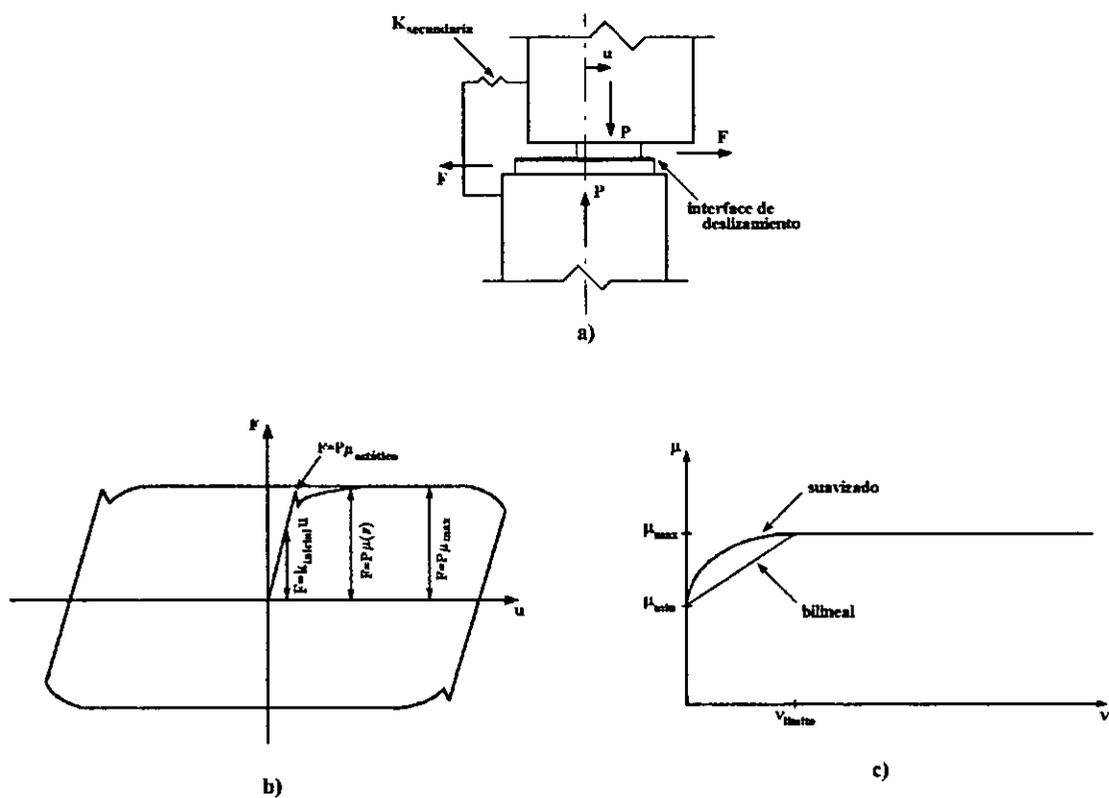


Fig. 6.5. Aislador Deslizante: a) Vista Lateral, b) Relación Fuerza-Desplazamiento, c) Relación entre el Coeficiente de Fricción y la Velocidad.

a) Cuando $|F(t)| \leq \mu_{\text{estático}}N(t)$, $j=1$, se tiene

$$k_1 = k_{\text{inicial}}; c_1 = 0; \mu_1 = 0; s_1 = 0 \tag{6.37}$$

donde $\mu_{\text{estático}}$ es el coeficiente de fricción de arranque.

b) Luego que ocurre el deslizamiento, $j=2$, cuando

$$\mu_{\text{min}}N(t) \leq |F(t)| \leq \mu_{\text{max}}N(t) \text{ y } \left| \ddot{U}(t) \right| \leq \dot{U}_{\text{limite}} \tag{6.38}$$

$$k_2 = 0; c_2 = c_{\text{eq}}(t); \mu_2 = \mu_{\text{min}}; s_2 = 1.0 \tag{6.39}$$

donde el coeficiente de amortiguamiento equivalente es:

$$c_{\text{eq}}(t) = \frac{N(t)(\mu_{\text{max}} - \mu_{\text{min}})}{\dot{U}_{\text{limite}}} \tag{6.40}$$

donde μ_{\max} y μ_{\min} son los coeficientes de fricción máximo y mínimo, respectivamente, y U_{limite} es una constante que depende de las propiedades de la fricción (Mokha et al. 1990). Este coeficiente (en unidades de velocidad) puede tomarse como 2 - 4 in/s (Tsopelas et al. 1994). Es de hacer notar que $N(t)$ depende del tiempo, por lo tanto c_{eq} también depende del tiempo.

c) Al alcanzar la máxima fuerza deslizante ($|F_i| = \mu_{\max}N(t)$), $j=3$,

$$|\dot{U}(t)| > \dot{U}_{\text{limite}} \quad (6.41)$$

$$k_3 = 0; c_3 = 0; \mu_3 = \mu_{\max}; s_3 = 1.0 \quad (6.42)$$

Cuando la fuerza en el aislador $|F(t)|$ está por debajo de $\mu_{\min}N(t)$ el sistema es transferido a la primera etapa ($j = 1$).

Usando la formulación anterior, el modelo puede integrarse dentro de formulaciones numéricas regulares sin pérdida de generalidad. La formulación vectorial indicada anteriormente para el movimiento direccional en el plano del aislador puede ser transformada convenientemente a una notación escalar para facilitar su uso.

6.2. Elemento Resorte

Un elemento básico importante es el resorte tridimensional. El elemento está definido por dos nodos con seis grados de libertad cada uno y doce constantes de resorte (Fig. 6.6); La orientación del elemento se determina de acuerdo a las ubicaciones de los nodos, Una opción adicional de rotación de ejes permite la rotación del sistema de coordenadas locales con respecto al eje longitudinal del elemento, además, una opción de traslación de ejes hace posible transformar el conjunto de grados de libertad del elemento de una ubicación a otra y por lo tanto redefinir efectivamente las ubicaciones de los nodos extremos. Las constantes de los resortes entran directamente en la matriz de rigideces del elemento (Ec. 6.43). La interacción entre los grados de libertad se considera si el usuario provee los coeficientes cruzados correspondientes. Estas características hacen que el elemento sea aplicable en una variedad de situaciones, incluyendo modelado de apoyos y cuñas de cortante, interacción suelo-estructura, etc.

La matriz de rigideces de este elemento tiene la forma

$$[k] = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 & 0 & k_x k r_y & k_x k r_z & -k_x & 0 & 0 & 0 & -k_x k r_y & -k_x k r_z \\ & k_y & 0 & k_y k r_x & 0 & k_y k r_z & 0 & -k_y & 0 & -k_y k r_x & 0 & k_y k r_z \\ & & k_z & k_z k r_x & -k_z k r_y & 0 & 0 & 0 & -k_z & -k_z k r_x & -k_z k r_y & 0 \\ & & & k r_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k r_x & 0 & 0 \\ & & & & k r_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k r_y & 0 \\ & & & & & k r_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k r_z \\ & & & & & & k_x & 0 & 0 & 0 & k_x k r_y & k_x k r_z \\ & & & & & & & k_y & 0 & k_y k r_x & 0 & k_y k r_z \\ & & & & & & & & k_z & k_z k r_x & -k_z k r_y & 0 \\ & & & & & & & & & & k r_x & 0 \\ & & & & & & & & & & & k r_y & 0 \\ & & & & & & & & & & & & k r_z \end{bmatrix} \quad (6.43)$$

donde los elementos de la matriz k pueden ser constantes o no, ($k(u(t))$).

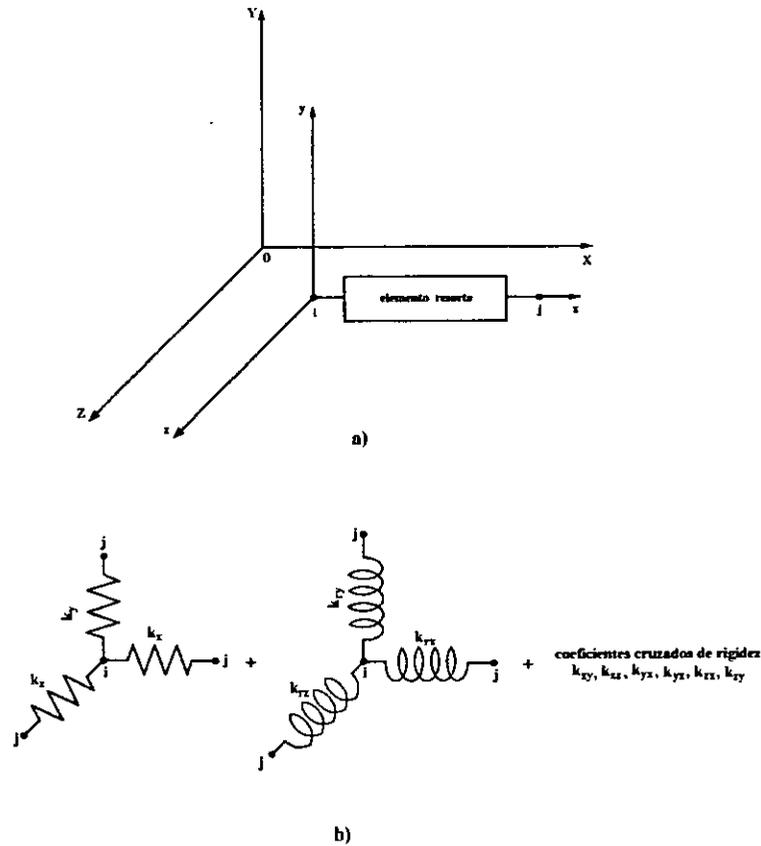


Fig. 6.6. Elemento Resorte: a) Sistema de Coordenadas Locales, b) Coeficientes de Rigidez

6.3. Elemento Junta de Expansión

Se desarrolló un elemento no lineal con holguras en tensión y compresión, comportamiento histerético en tensión y comportamiento de rigidización elástica en compresión para modelar la interacción compleja y transferencia de fuerza en la junta de expansión de un puente. La Fig. 6.7a muestra el detalle típico de una junta de expansión con holgura de tamaño t_h antes que el sujetador se active y una holgura de tamaño c_h antes que se comprima el material entre el diafragma final del tablero y el estribo. Se supone que no se generan reacciones en los extremos de la junta durante el viaje desde $-c_h$ hasta $+t_h$.

Una vez cerrada la holgura de compresión, la junta de expansión se rigidiza hasta que finalmente el tablero y el estribo chocan. Este comportamiento puede aproximarse por medio de la relación bilineal fuerza-desplazamiento de la Fig. 6.7b. En tensión, el sujetador fluye luego que la holgura en tensión se cierra y esta holgura se incrementa con cada excursión inelástica a medida que progresa la histéresis.

El elemento desarrollado para modelar el comportamiento de una sección tributaria de una junta de expansión, es un elemento unidimensional definido por dos nodos con tres grados de libertad traslacionales en cada uno. Se necesitan varios elementos de este tipo, a menudo combinándolos en paralelo con aisladores y resortes, para modelar adecuadamente la transferencia de fuerzas en todo el ancho de una junta de expansión de un puente.

6.4. Modelado del Amortiguamiento en Puentes.

Los elementos anteriormente descritos contribuyen a la matriz de rigideces global $[K]$. En esta sección se describe el modelado global del amortiguamiento estructural, así como el amortiguamiento individual de los elementos.

6.4.1. Amortiguamiento Global

La matriz global de amortiguamiento puede expresarse como una combinación de (i) amortiguamiento distribuido propio del sistema estructural, y (ii) amortiguamiento proveniente de fuentes concentradas de disipación de energía.

$$[C] = [C]_d + [C]_c \quad (6.44)$$

Como es difícil cuantificar el amortiguamiento característico, se considera que éste es una propiedad de la estructura como un todo, y usualmente es definido como una función de las matrices de masas y rigideces de la estructura. Una manera común de modelarlo es usando el amortiguamiento proporcional de Rayleigh (Chopra 1996).

$$[C]_d = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.45)$$

donde $[M]$ es la matriz global de masa, $[K]$ es la matriz de rigideces global, α y β se determinan de manera que se obtengan dos relaciones de amortiguamiento específicas para dos frecuencias seleccionadas, por ejemplo, aquellas de los modos 1 y 2, ω_1 y ω_2 :

$$\xi_1 = \frac{\alpha M + \beta K}{2M\omega_1}$$

$$\xi_2 = \frac{\alpha M + \beta K}{2M\omega_2}$$
(6.46)

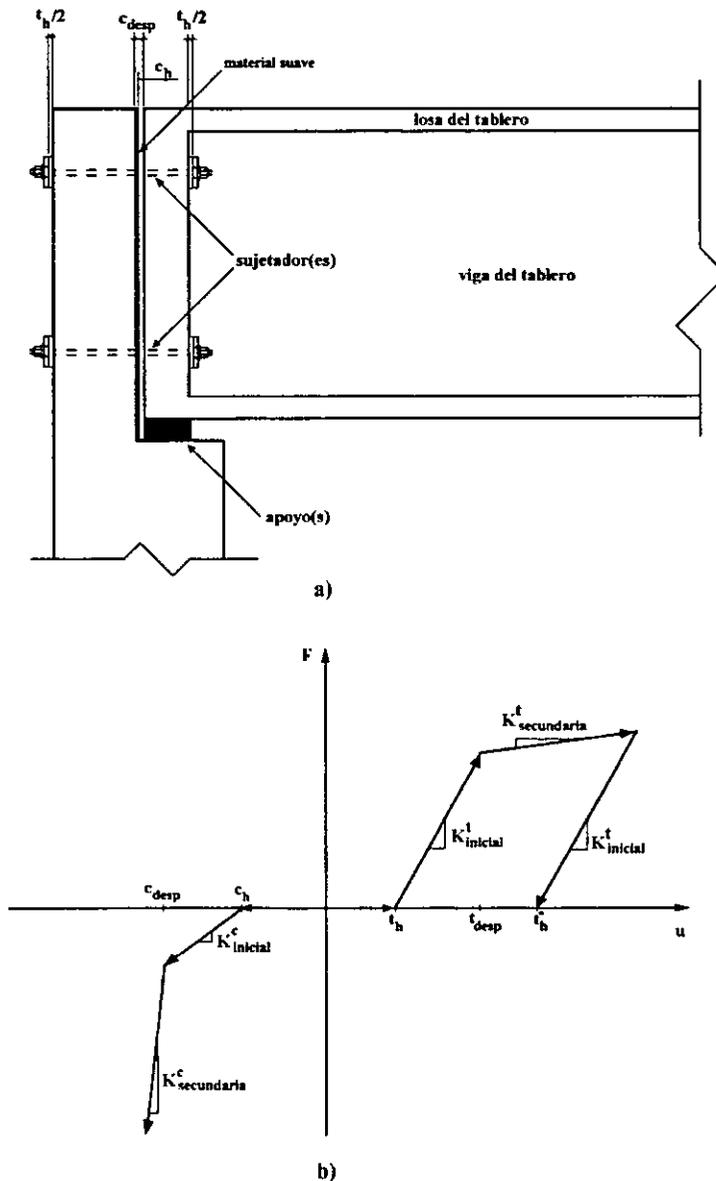


Fig. 6.7. Elemento Junta de Expansión: a) Junta de Expansión típica en el estribo, b) Relación Fuerza-Desplazamiento.

En el caso de una estructura inelástica, los valores de K y ω cambian con el tiempo. Existen varias opciones disponibles para actualizar la matriz de amortiguamiento (Fajfar et al. 1994):

- 1) Mantener la matriz inicial de amortiguamiento constante durante el tiempo total del análisis.
- 2) Actualizar la matriz de amortiguamiento, de modo que $C = \alpha M + \beta K_t(t)$, donde K_t es la rigidez tangencial instantánea.
- 3) Actualizar la matriz de amortiguamiento considerando tanto el cambio de rigidez como el cambio de frecuencia, en tiempo

$$[C]_d = \alpha(\omega(t))[M] + \beta(\omega(t))[K_t](t) \quad (6.47)$$

Esta última opción requiere el cálculo de al menos dos frecuencias naturales en cada paso del análisis, así como la estimación de las relaciones de amortiguamiento correspondientes, las que también se incrementan al incrementarse el nivel de respuesta.

El amortiguamiento debido a fuentes concentradas tiene la forma:

$$[C]_c = [C(t)]_{am} + [C(t)]_{ais} + [C(t)]_{iss} \quad (6.48)$$

donde $[C(t)]_{am}$ indica la contribución de los amortiguadores, y $[C(t)]_{ais}$ la de los aisladores. Estas contribuciones se derivan de las relaciones constitutivas de los respectivos elementos. Los coeficientes de $[C(t)]_{iss}$, que representa el amortiguamiento concentrado en los apoyos de la estructura debido a la interacción suelo estructura se calcula de consideraciones geotécnicas y no se toma en cuenta en este desarrollo.

En el caso donde se consideren elementos con amortiguamiento individual tales como amortiguadores viscosos, ellos contribuyen a la matriz de amortiguamiento de la misma manera como los elementos de rigidez individual contribuyen a la matriz de rigideces.

6.4.2. Elemento de Amortiguamiento Lineal.

El elemento básico de amortiguamiento es un elemento uniaxial tridimensional definido por dos nodos con 6 grados de libertad en cada uno y doce constantes de amortiguamiento. La dirección del amortiguador viene dada por la ubicación de sus nodos extremos. Al igual que los aisladores, tiene las opciones de rotación del sistema local de coordenadas con respecto a su eje longitudinal y traslación de grados de libertad. Las constantes de amortiguamiento son suministradas por el usuario y entran directamente a la matriz local de amortiguamiento. El elemento representa amortiguamiento en todos los grados de libertad como se muestra en la Fig. 6.8. El elemento es útil para modelar no sólo dispositivos mecánicos de amortiguamiento, sino también algunas aproximaciones de efectos de amortiguamiento por radiación en interacción suelo-estructura.

Y la matriz de amortiguamiento del elemento tiene la forma mostrada en la Ec. 6.49.

$$[c] = \begin{bmatrix} c_x & 0 & 0 & 0 & c_x c r_y & c_x c r_z & -c_x & 0 & 0 & 0 & -c_x c r_y & -c_x c r_z \\ & c_y & 0 & c_y c r_x & 0 & c_y c r_z & 0 & -c_y & 0 & -c_y c r_x & 0 & c_y c r_z \\ & & c_z & c_z c r_x & -c_z c r_y & 0 & 0 & 0 & -c_z & -c_z c r_x & -c_z c r_y & 0 \\ & & & c r_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c r_x & 0 & 0 \\ & & & & c r_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c r_y & 0 \\ & & & & & c r_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c r_z \\ & & & & & & c_x & 0 & 0 & 0 & c_x c r_y & c_x c r_z \\ & & & & & & & c_y & 0 & c_y c r_x & 0 & c_y c r_z \\ & & & & & & & & c_z & c_z c r_x & -c_z c r_y & 0 \\ & & & & & & & & & & c r_x & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & c r_y & 0 \\ & & & & & & & & & & & & c r_z \end{bmatrix}$$

SIM

(6.49)

6.4.3. Amortiguamiento No Lineal.

El comportamiento de cada uno de los sub-elementos en el elemento de amortiguamiento puede ser lineal así como no lineal. En este último caso el valor de los coeficientes de $[c]$ varía con el tiempo de modo que $c = c(\dot{u}(t), u(t))$. En este caso la matriz global de amortiguamiento de la estructura debe actualizarse en el tiempo.

6.4.4. Dispositivos de Amortiguamiento.

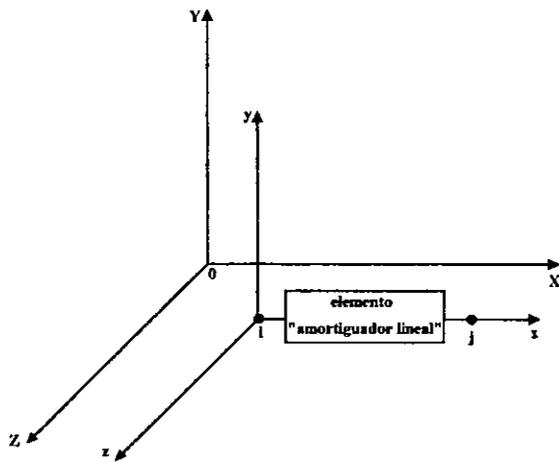
Un ejemplo del uso del amortiguamiento no lineal es el de los amortiguadores viscosos (Reinhorn et al 1995) en los cuales la fuerza en un fluido amortiguador es el resultado de flujo a través de orificios que lleve a un diferencial de presión a través de la cabeza del pistón. La mayoría de los dispositivos prácticos se construyen usando orificios en los cuales el diferencial de presión depende de una potencia fraccionaria de la velocidad:

$$F = C_D |\dot{u}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (6.50)$$

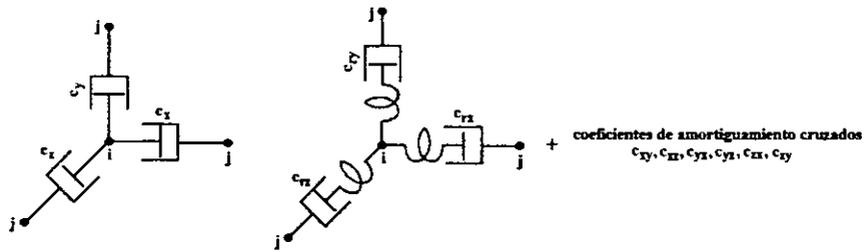
donde α es una potencia entre 0.5 y 2.0.

Este modelo puede ser linealizado instantáneamente derivando la Ec. 6.50, para calcular el coeficiente de amortiguamiento instantáneo equivalente.

$$c(t) = \frac{dF}{du} = C_D \alpha |\dot{u}|^{\alpha-1} \quad (6.51)$$



a)



b)

Fig. 6.8. Elemento Amortiguador: a) Sistema de Coordenadas Locales, b) Coeficientes de Amortiguamiento

CAPÍTULO 7

VARIABILIDAD ESPACIAL DE LAS ONDAS SÍSMICAS

Uno de los aspectos que se debe tomar en cuenta en los análisis tridimensionales no lineales de estructuras de puentes, especialmente en aquellas que poseen claros de grandes longitudes, es el efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas en su respuesta. En los análisis dinámicos de estructuras es común el suponer que la cimentación está sometida al mismo movimiento sísmico del terreno; es decir que las características de amplitud y fase de los movimientos en sus diferentes apoyos son las mismas. Con esto implícitamente se acepta que las longitudes de onda del movimiento sísmico son largas en comparación con las dimensiones de la estructura y/o que los movimientos sísmicos son coherentes, es decir su forma no cambia en las diferentes ubicaciones de los apoyos de la estructura. Esto es válido para estructuras convencionales de edificios en las cuales la cimentación se extiende sobre un área limitada, por lo que en este caso se puede suponer que los movimientos en los diferentes puntos de la cimentación son, para fines prácticos, idénticos, aunque, en el caso de edificios de plantas alargadas, la variabilidad espacial de las ondas sísmicas del terreno puede inducir efectos torsionales importantes (Hao 1998, Heredia-Zavoni et al 1996). Sin embargo, este no es el caso para estructuras de puentes, las cuales se extienden sobre una longitud mucho mayor, y en las que la variabilidad espacial de los movimientos sísmicos del terreno pueden producir esfuerzos adicionales a aquellos causados suponiendo que los apoyos experimentan movimientos idénticos.

El efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas del terreno sobre la respuesta de estructuras de puentes ha sido reconocido desde hace más de tres décadas (Bogdanoff et al, 1965). Sin embargo, este fenómeno había sido atribuido solamente al paso de las ondas, i.e. desfase en la llegada de las ondas sísmicas a los diferentes apoyos, sin cambios en la forma de los movimientos sísmicos. Análisis de datos registrados, particularmente los del arreglo SMART-1 (Bolt et al 1982, Abrahamson et al 1987), sugieren que los movimientos sísmicos en la superficie del terreno no sólo se propagan sino que también cambian de forma en diferentes ubicaciones de la misma (incoherencia o falta de coherencia); esto último puede afectar significativamente la respuesta de estructuras de puentes. Esta conciencia reciente de la variación espacial de los movimientos sísmicos del terreno, que incluye tanto el efecto de propagación de ondas como el efecto de incoherencia, ha causado preocupación sobre la seguridad de las estructuras de puentes bajo solicitaciones sísmicas.

La variación espacial de las ondas sísmicas del terreno puede ser el resultado de uno o varios de los siguientes efectos (Der Kiureghian 1995):

- Propagación no vertical de las ondas (efecto del paso de onda)
- Dispersión y propagación de ondas complejas en medios tridimensionales (efecto espacial de coherencia y efecto de la variación espacial de la amplitud)
- Mezcla de varios tipos de ondas y direcciones de fuentes (efecto de fuente extendida)
- Distancias variables a la zona de ruptura de la falla (efecto de atenuación)
- Condiciones variables del terreno (efectos locales de sitio)

Los cuatro primeros efectos se muestran esquemáticamente en la Fig. 7.1.

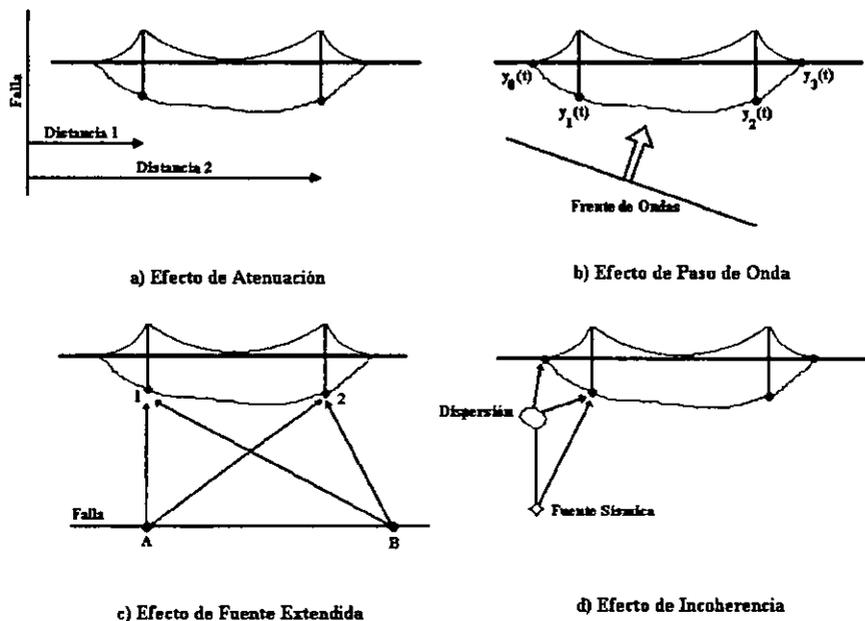


Fig. 7.1. Factores que Contribuyen a la Variación Espacial de los Movimientos Sísmicos del Terreno

En esta tesis no se tomarán en cuenta los efectos de la topografía del terreno y/o locales del sitio en la variabilidad espacial de las ondas sísmicas; sólo se tomarán en cuenta los efectos de paso de onda y coherencia.

7.1. Efecto del Paso de Onda

En un puente de gran longitud existe un retardo en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos más distantes de la fuente de la que provienen debido a que su propagación no es vertical. En estas condiciones la forma de los movimientos sísmicos no cambia en las diferentes ubicaciones de la superficie del terreno. Este retraso en el tiempo de llegada de las ondas sísmicas a dos puntos, τ , está dado por:

$$\tau = \frac{\xi}{v_a} \quad (7.1)$$

donde v_a es la velocidad aparente de propagación de ondas en la superficie del terreno y ξ es la separación entre los dos puntos.

El efecto del paso de onda es incluido en los modelos de análisis sísmico aplicando retardos sistemáticos a las historias coherentes en el tiempo.

7.2. Efecto De La Coherencia

En general, sobre la superficie del terreno los movimientos sísmicos cambian de forma en diferentes ubicaciones del mismo (incoherencia o falta de coherencia). Esta variación espacial de las ondas sísmicas del terreno puede ser cuantificada por diferentes parámetros tales como la correlación y la coherencia; siendo la correlación una medida en el dominio del tiempo y la coherencia una medida en el dominio de la frecuencia. En ingeniería sísmica se ha usado con mayor frecuencia la función de coherencia, γ_{jk} , la que para dos registros de aceleraciones $\ddot{u}_j(t)$ y $\ddot{u}_k(t)$ en las estaciones j y k , se define como una función compleja dada por:

$$\gamma_{jk} = \frac{S_{jk}(\omega)}{\sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}} \quad 0 \leq |\gamma_{jk}| \leq 1 \quad (7.2)$$

donde ω es la frecuencia circular, $S_{jj}(\omega)$ y $S_{kk}(\omega)$ son las funciones de densidad espectral de los movimientos en los puntos j y k , las que caracterizan la potencia del movimiento para diferentes frecuencias, y $S_{jk}(\omega)$ es la función de densidad espectral cruzada de los procesos $\ddot{u}_j(t)$ y $\ddot{u}_k(t)$.

La función de coherencia puede ser calculada directamente de la Ec. 7.2 si se conocen los datos de un arreglo sísmico en un sitio dado. e. g. Horton y Barstow (1994).

En aplicaciones de ingeniería comúnmente se usa el valor absoluto de la coherencia, $|\gamma_{jk}(\omega)|$, la que se conoce como la coherencia retrasada porque es equivalente a retrasar los movimientos del terreno en las dos ubicaciones de manera que el efecto del paso de onda sea removido. El módulo de la función de coherencia, $|\gamma_{jk}(\omega)|$, es un número real cuyo valor está comprendido entre cero y uno, y su magnitud es una medida de la dependencia estadística lineal entre las componentes armónicas de los dos movimientos. Particularmente $|\gamma_{jk}(\omega)| = 1$ indica una dependencia lineal perfecta entre los dos movimientos (es decir, movimientos idénticos y en fase), mientras $|\gamma_{jk}(\omega)| = 0$ indica una falta completa de dependencia entre los dos movimientos.

La ecuación 7.2 puede escribirse en la forma

$$\gamma_{jk}(\omega) = |\gamma_{jk}(\omega)| \exp[i\phi_{jk}(\omega)] \quad (7.3)$$

$$\phi_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \frac{\text{Im} \gamma_{jk}(\omega)}{\text{Re} \gamma_{jk}(\omega)} \quad (7.4)$$

donde $i = \sqrt{-1}$, y Im y Re se refieren a la parte imaginaria y real de una función compleja. Se ha mostrado (Der Kiureghian 1994) que los dos términos de la Ec. 7.3 caracterizan distintos componentes de la variabilidad de los movimientos del terreno. La función real $|\gamma_{jk}(\omega)|$ caracteriza el efecto de incoherencia, mientras que el término complejo $\exp[i\phi_{jk}(\omega)]$ caracteriza los efectos de paso de onda y respuesta del sitio. Este último término implica el cambio de fase requerido entre los dos movimientos, a la frecuencia ω , para alcanzar la correlación $|\gamma_{jk}(\omega)|$, y se conoce como el espectro de fase (Harichandran 1998)

Las propiedades estadísticas de $|\gamma_{jk}(\omega)|$ no son simples, sin embargo, si $|\gamma_{jk}(\omega)|$ no es pequeña, una transformación $\tanh^{-1}|\gamma_{jk}(\omega)|$ produce una distribución normal con un error de sesgo que puede ser estimado y removido. Por esta razón el suavizamiento y ajuste de curvas debe hacerse sobre $\tanh^{-1}|\gamma_{jk}(\omega)|$ en lugar de $|\gamma_{jk}(\omega)|$ (Abrahamson et al. 1991).

Si no se posee la información sobre un evento registrado por instrumentos cercanos es necesario estimar funciones de coherencia teóricas necesarias para la generación de registros coherentes que sirvan de base en la simulación de registros en los diferentes apoyos de una estructura durante su proceso de análisis y evaluación sísmica.

7.3. Funciones de Coherencia Teóricas

Hindy y Novak (1980) analizaron la respuesta de tuberías sometidas a movimientos aleatorios del terreno descritos con una expresión analítica de variabilidad espacial, que luego se encontró, estaba de acuerdo con expresiones derivadas de datos registrados; pero, no fue sino hasta la instalación del arreglo SMART-1 (Bolt et. al. 1982, Abrahamson et al. 1987) en Lotung, Taiwan, que el efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas del

terreno sobre las líneas vitales ha atraído un significativo interés de los investigadores. La variabilidad espacial de los movimientos sísmicos es generalmente obtenida por análisis en el dominio del tiempo de los datos registrados, pero es expresada en el dominio de la frecuencia y es usualmente descrita por medio de una función de coherencia que decae exponencialmente con la frecuencia y distancia de separación; sin embargo, diferentes expresiones y grados de decaimiento exponencial concuerdan con los datos registrados en diferentes lugares o en un mismo sitio para diferentes sismos. Como resultado hay muchas expresiones en la literatura para expresar la variabilidad espacial de los movimientos sísmicos. A continuación se presentan algunas de las expresiones desarrolladas para la variabilidad espacial de las ondas sísmicas del terreno de acuerdo a los resultados registrados en el arreglo SMART-1 y otros. La variabilidad espacial viene representada por la función de coherencia $\gamma(\omega, \xi)$, o por la coherencia $|\gamma(\omega, \xi)|$, donde ξ es la separación entre estaciones y ω es la frecuencia.

De acuerdo a Loh (1985):

$$|\gamma(\omega, \xi)| = \exp(-a(\omega)\xi) \quad (7.5)$$

donde $a(\omega)$ es un parámetro que es función de la frecuencia, y fue determinado de análisis de los datos registrados en el arreglo SMART-1 durante el evento No. 5.

Harichandran y Vanmarcke (1986) y Harichandran (1991) expresan la variabilidad espacial como

$$|\gamma(\omega, \xi)| = A \exp\left(-\frac{2|\xi|(1-A+\alpha A)}{\alpha\theta(\omega)}\right) + (1-A) \exp\left(-\frac{2|\xi|(1-A+\alpha A)}{\theta(\omega)}\right) \quad (7.6)$$

donde $\theta(\omega) = k[1+(\omega/\omega_0)^b]^{-1/2}$ es la escala espacial de fluctuación, dependiente de la frecuencia; y A , α , k , ω_0 y b son parámetros empíricos determinados al ajustar la Ec. 7.6 con las coherencias absolutas de varios acelerogramas registrados (Fig. 7.2).

Luco y Wong (1986) desarrollaron un modelo analítico con decaimiento exponencial de un análisis de propagación de ondas a través de un medio aleatorio:

$$|\gamma(\omega, \xi)| = \exp(-\alpha^2 \xi^2 \omega^2) \quad (7.7)$$

El decaimiento exponencial de este modelo es controlado por el parámetro de incoherencia α ; mientras más grande sea el valor de α , más grande es el valor del decaimiento exponencial (Fig. 7.3 y 7.4).

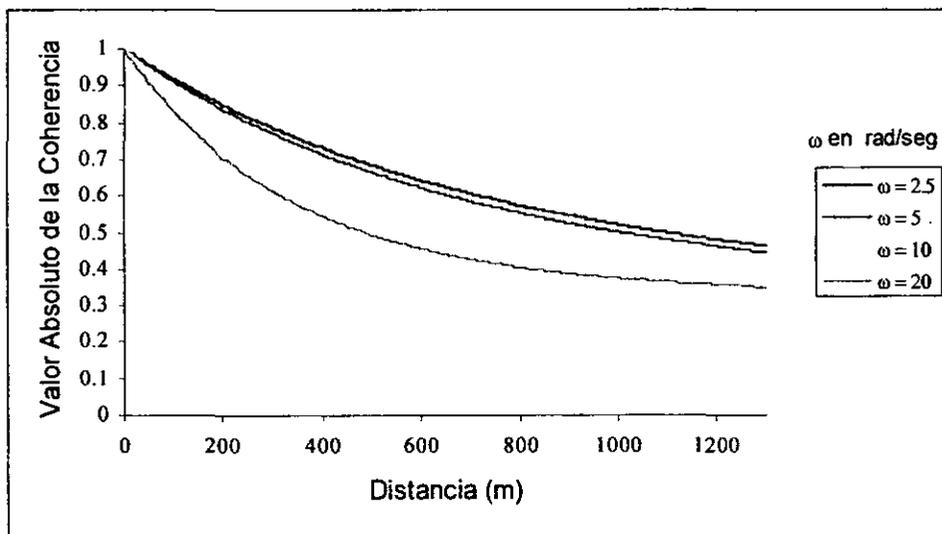


Fig. 7.2. Función de Coherencia de Acuerdo con Harichandran y Vanmarcke

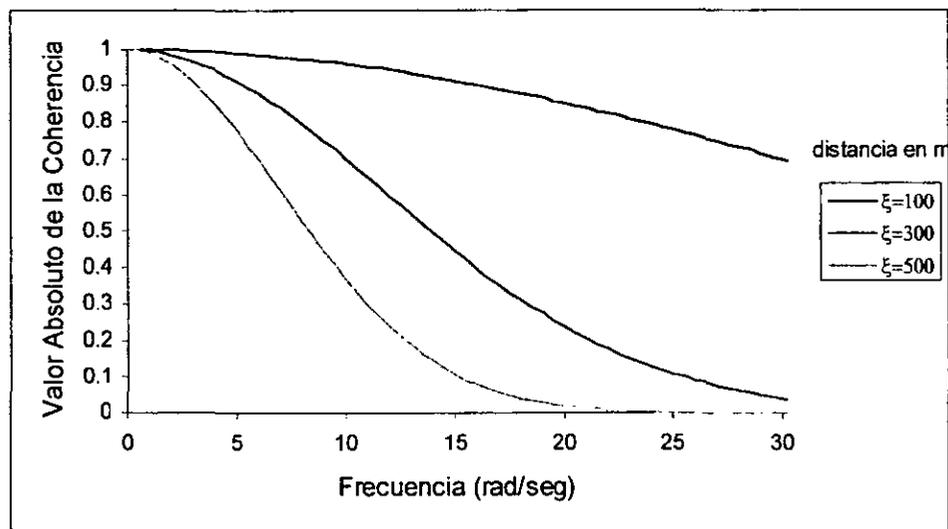


Fig. 7.3. Función de Coherencia de Acuerdo a Luco y Wong. $\alpha = 2 \times 10^{-4}$ s/m

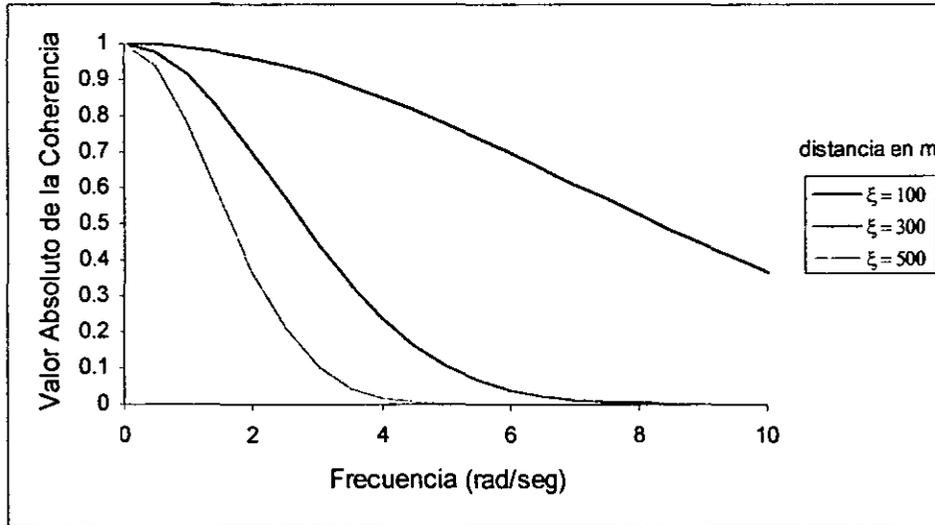


Fig. 7.4. Función de Coherencia de Acuerdo a Luco y Wong. $\alpha = 10^{-3}$ s/m

Novak (1987) propone la siguiente forma funcional:

$$|\gamma(\omega, \xi)| = \exp[-(\alpha\xi\omega)^\beta] \quad (7.8)$$

donde α y β son los parámetros del modelo. El modelo de Luco y Wong puede considerarse un caso particular de (7.8) cuando $\beta = 2$.

De acuerdo a Loh y Yeh (1988):

$$\gamma(\omega, \xi) = \exp\left(-a \frac{\omega|\xi|}{2\pi c}\right) \exp\left(\frac{i\omega\xi}{c}\right) \quad (7.9)$$

con parámetros determinados de los eventos 39 y 40 registrados en el arreglo SMART-1.

Hao et. al. (1989) definen la variabilidad espacial como

$$\gamma(\omega, \xi^1, \xi^t) = \exp(-\beta_1|\xi^1| - \beta_2|\xi^t|) \exp\left(-\left(\alpha_1(\omega)\sqrt{|\xi^1|} + \alpha_2(\omega)\sqrt{|\xi^t|}\right)\left(\frac{\omega}{2\pi}\right)^2\right) \exp\left(\frac{i\omega\xi^1}{c}\right) \quad (7.10)$$

en la cual ξ^1 y ξ^t son las distancias de separación entre estaciones en direcciones paralela y normal a la dirección de propagación del movimiento, respectivamente, y los parámetros y funciones en la ecuación se obtuvieron por medio de un análisis de regresión de los datos registrados.

Según Abrahamson et. al. (1990):

$$\tanh^{-1}|\gamma(\omega, \xi)| = (2.54 - 0.012\xi) \left[\exp((-0.115 - 0.00084\xi)\omega) + \frac{1}{3}\omega^{-0.878} \right] + 0.35 \quad (7.11)$$

expresión obtenida de un análisis de regresión no lineal de los datos registrados durante 15 sismos.

De acuerdo a Loh y Lin (1990):

$$\begin{aligned} |\gamma(\xi)| &= \exp(-a\xi^2) \\ |\gamma(\omega, \xi)| &= \exp((-a - b\omega^2)\xi) \\ |\gamma(\omega, \xi)| &= \exp((a - b\omega)\xi^2) \end{aligned} \quad (7.12)$$

donde los parámetros a y b dependen de los datos del arreglo.

Tamura et. al. (1992) introdujeron la siguiente función de coherencia y la calibraron de acuerdo a los datos medidos en un arreglo sísmico:

$$|\gamma(\xi)| = \left(1 - \left(\frac{\xi}{\xi_0} \right)^2 \right) \exp \left(- \left(\frac{\xi}{\xi_0} \right)^2 \right) \quad (7.13)$$

donde ξ_0 representa la distancia a la cual la correlación espacial es igual a 1. De acuerdo a los análisis de ocho eventos de intensidad pequeña y media, ξ_0 varía entre 300 m a 1000 m y el valor medio es aproximadamente 500 m. (Tokida et. al. 1992)

De acuerdo a Lu et al. (1994):

$$|\gamma(\omega)| = \frac{1}{1 + \alpha\omega^2} \quad (7.14)$$

donde α es obtenida de un ajuste de mínimos cuadrados de datos registrados en el arreglo de Chiba (Katayama et. al 1990).

Santa-Cruz et al (1999) estudiaron el comportamiento de los movimientos sísmicos del terreno a bajas frecuencias y discutieron la factibilidad del uso de diferentes modelos de coherencia para el caso del Valle de México con base en registros de aceleraciones medidos en dos eventos recientes. Con base en los datos medidos, los autores estimaron los parámetros para los modelos de coherencia propuestos por Novak, Luco y Wong y Harichandran. Para el caso del Valle de México, los parámetros encontrados, aplicables a $0.2 < \omega < 0.8$ Hz ($1.25 < \omega < 5.0$ rad/seg) y $0 < \xi < 1300$ m se presentan en las tablas 7.1 a

7.3. En las Fig. 7.5 a 7.7 se muestran la funciones de coherencia calculadas para el Valle de México con los parámetros estimados con base en el evento 1.

Tabla 7.1. Parámetros para el Modelo de Luco y Wong (Santa-Cruz et al 1999)

	Evento1	Evento2
α	3.17×10^{-4}	5.55×10^{-4}

Tabla 7.2. Parámetros para el modelo de Novak (Santa Cruz et al 1999)

α	2.50×10^{-4}	4.75×10^{-4}
β	1.05	1.59

Tabla 7.3. Parámetros para el Modelo de Harichandran (Santa-Cruz et al 1999)

A	1.418	0.429
α	0.339	0.105
k	3618.8	2867.8
ω_0	0.0104	3.095
b	2.093	4.571

Los autores encontraron que los modelos de Novak y Harichandran se ajustan a los datos medidos de una manera cercana. El modelo de Luco y Wong no es muy flexible y no puede ajustarse bien para diferentes distancias de separación simultáneamente. De acuerdo a los resultados obtenidos el modelo propuesto por Abrahamson no parece ser aplicable al caso del valle de México

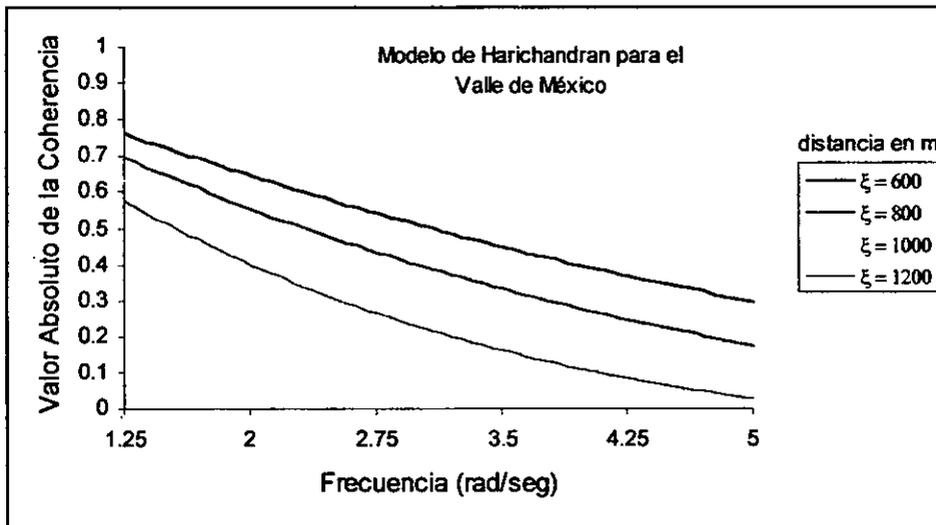


Fig. 7.5. Función de Coherencia para el Valle de México según el Modelo de Harichandran

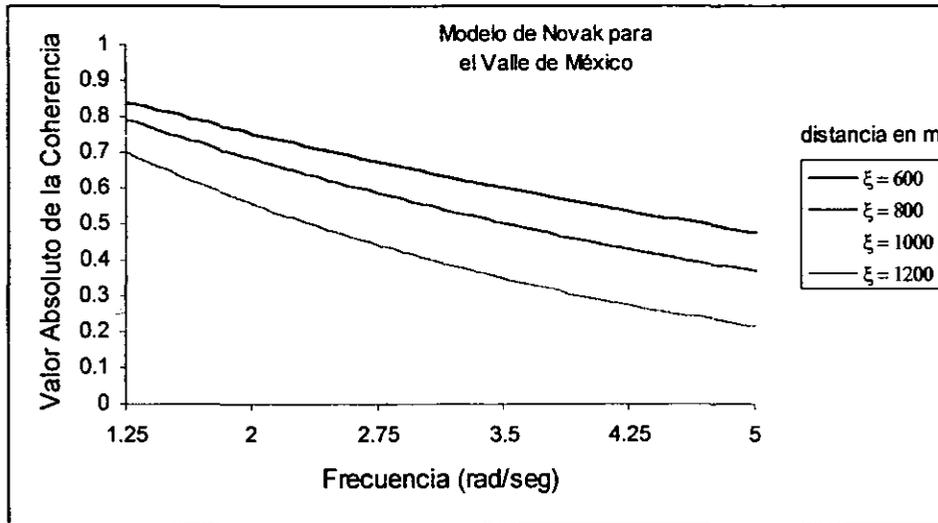


Fig. 7.6. Función de Coherencia para el Valle de México según el Modelo de Novak

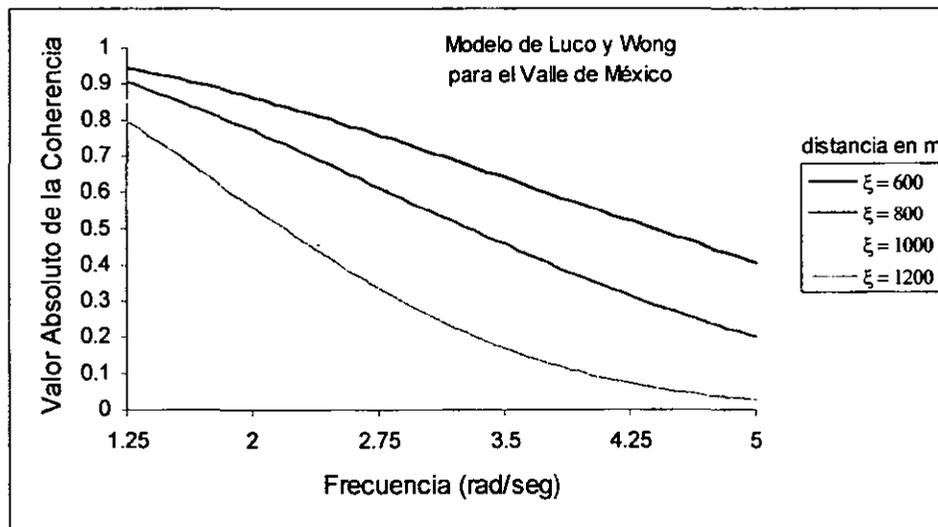


Fig. 7.7. Función de Coherencia para el Valle de México según el Modelo de Luco y Wong

7.4. Simulación de Movimientos Sísmicos Incoherentes.

Si se desprecian los efectos locales de sitio, los movimientos sísmicos incoherentes necesarios para el análisis sísmico de estructuras de puentes pueden modelarse usando la densidad espectral cruzada entre dos estaciones en la superficie del terreno separadas por una distancia ξ como (Zerva, 1990, Harichandran 1998):

$$S(\omega, \xi) = S(\omega) \gamma(\omega, \xi) \exp(i\phi(\omega, \xi)) \quad (7.15)$$

en la cual $S(\omega)$ es la densidad espectral de potencia de la aceleración del terreno (\ddot{u}), considerada idéntica en todas las ubicaciones.

La densidad espectral de potencia del movimiento sísmico del terreno puede comúnmente ser descrita por el espectro filtrado de Kanai-Tajimi, o de Clough-Penzien (1993),

$$S(\omega) = \left[\frac{1 + 4\zeta_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\zeta_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \right] \left[\frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\zeta_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \right] S_0 \quad (7.16)$$

en la cual S_0 es un factor de intensidad; ω_g y ω_f son las frecuencias de resonancia y ζ_g y ζ_f son relaciones de amortiguamiento. Los parámetros ζ_g , ω_g , ζ_f y ω_f controlan la forma del espectro. ζ_g , ω_g pueden ser interpretados como el “amortiguamiento del suelo” y la “frecuencia del suelo”, respectivamente.

Existen varios métodos de generación de registros coherentes, de importancia son el de Vanmarcke et al (1994) y el de Ramadan y Novak (1993, 1994). En el primero se realizan simulaciones condicionales de movimientos coherentes con base en uno o varios movimientos registrados, o especificados con propósitos de diseño, en puntos cercanos, con el objeto de generar acelerogramas compatibles en las ubicaciones donde los registros no están disponibles, estos registros cumplen alguna de las funciones de coherencia teóricas mencionadas en la sección anterior. El programa SIMQUAKE-2 (Vanmarcke et al 1992) realiza simulaciones condicionales de movimientos sísmicos. En el segundo se usa un procedimiento simple para generar procesos aleatorios estacionarios compatibles con una densidad espectral especificada y una función de coherencia predeterminada, que requiere la sumatoria de funciones trigonométricas.

CAPITULO 8

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Para ilustrar las capacidades de análisis que posee el programa de computación desarrollado en esta tesis, a continuación se presentan cuatro ejemplos de aplicación en los que se analizan modelos de estructuras de puentes existentes con diferente grado de modelado.

Para ilustrar el efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas en los ejemplos 1 y 4, se utilizaron registros variables espacialmente, los que fueron generados en el Observatorio Lamont-Doherty, basados en un evento real, el terremoto de Northridge de 1994 (Horton y Barstow, 1996.). Los autores generaron historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en las 11 ubicaciones de los apoyos del puente analizado en el ejemplo 4. El desplazamiento máximo relativo entre los dos estribos del puente es aproximadamente 10 cm. (Fig. 8.1). Estos movimientos se usaron como los desplazamientos aplicados para realizar los análisis de historias en el tiempo de los modelos de las estructuras mencionadas.

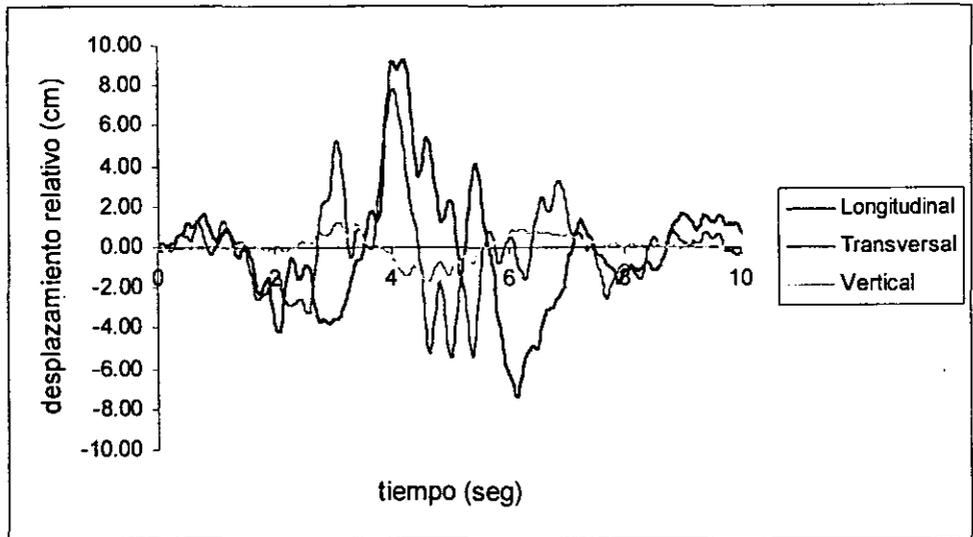


Fig. 8.1. Desplazamientos Diferenciales entre los Estribos E1 y E11.

8.1. Ejemplo 1. Puente 5 de Mayo.

Para ilustrar el efecto de los movimientos diferenciales en los apoyos sobre la respuesta de puentes de poca longitud, y el alcance de la herramienta computacional desarrollada se seleccionó el modelo de la estructura de un paso a desnivel (puente 5 de Mayo) ubicado a la entrada de la ciudad de Toluca, que es una estructura típica de los puentes mexicanos diseñados sin tomar en cuenta la acción sísmica, el cual consta de cinco claros (Fig. 8.2) apoyados sobre cuatro pilas y dos estribos. Las características de este puente lo hacen apropiado para su estudio ante excitaciones sísmicas, ya que es un diseño tipo utilizado en diferentes regiones del país

La superestructura del puente se modela por medio de una combinación de elementos viga-columna elásticos para las vigas y el tablero e inelásticos para las pilas ya que en estas podría ocurrir un comportamiento no lineal histerético. En la Fig. 8.3 se presenta el modelo utilizado para analizar el puente.

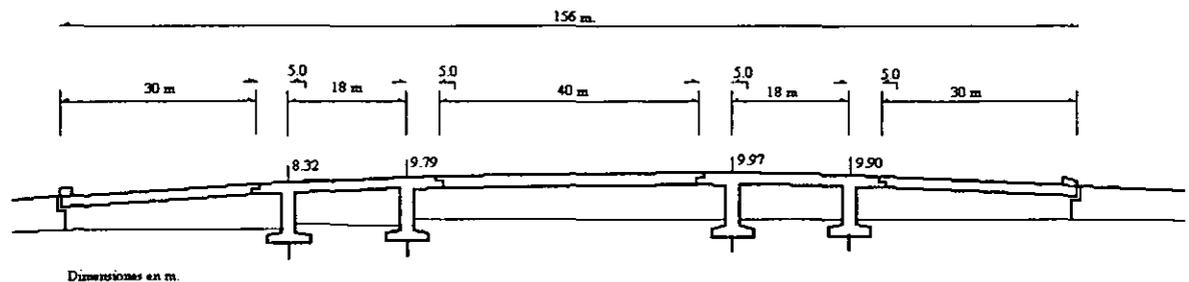


Fig. 8.2. Puente 5 de Mayo. Alzada

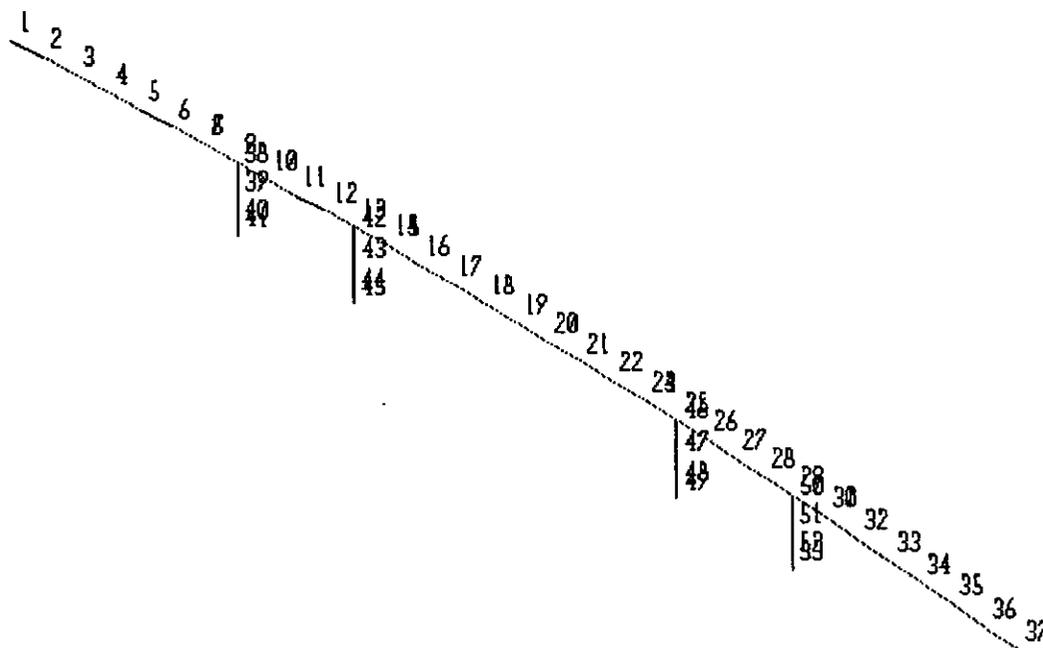


Fig. 8.3. Modelo Analítico del Puente 5 de Mayo.

Se realizaron tres análisis del modelo del puente, uno con aceleraciones uniformes del terreno como excitación sísmica, el segundo con desplazamientos variables en los distintos apoyos del puente y el tercero con desplazamientos uniformes en todas las bases de las pilas y estribos. Con este ejemplo se quiso estudiar el efecto que tiene la variabilidad espacial de las ondas sísmicas en la respuesta de este puente y se validó el procedimiento de análisis propuesto en el capítulo 4 para el caso de análisis dinámico considerando movimientos diferenciales en los apoyos.

8.1.1. Resultados

Con fines comparativos se analiza el modelo del puente sometido tanto a aceleración uniforme en la base como a movimientos incoherentes diferentes en sus apoyos, los que fueron simulados tomando en cuenta los efectos de paso de onda y de coherencia.

Las Fig. 8.4 y 8.5 muestran los desplazamientos horizontales de la parte superior de la pilas 2 y 3. Como se puede observar en estas figuras, donde se comparan las respuestas obtenidas al considerar movimiento de base rígida (aceleraciones) y movimientos diferenciales en los apoyos (desplazamientos variables), las diferencias entre las respuestas son muy pequeñas, notándose solamente una diferencia importante en la ordenada del desplazamiento máximo (a 10.78 s) del orden de 17%. Esto misma diferencia se presenta en las otras pilas y en la superestructura del puente analizado. Los resultados obtenidos hacen pensar que para estructuras de puentes pequeños, el efecto de la variación espacial de las ondas sísmicas puede ser despreciado, ya que no influye significativamente sobre su respuesta.

La validez del procedimiento propuesto en el capítulo 4 se demuestra en las Fig. 8.6 y 8.7, donde se comparan los desplazamientos de las bases de las dos pilas internas del puente para los tres casos de análisis realizados. Como se puede observar en las figuras mencionadas, dichos movimientos son prácticamente idénticos cuando se consideran aceleraciones en la base, desplazamientos variables en los apoyos del puente o desplazamientos uniformes en ellos, por lo que se puede concluir que el procedimiento propuesto es adecuado para realizar análisis dinámicos considerando desplazamientos diferenciales en los apoyos del puente.

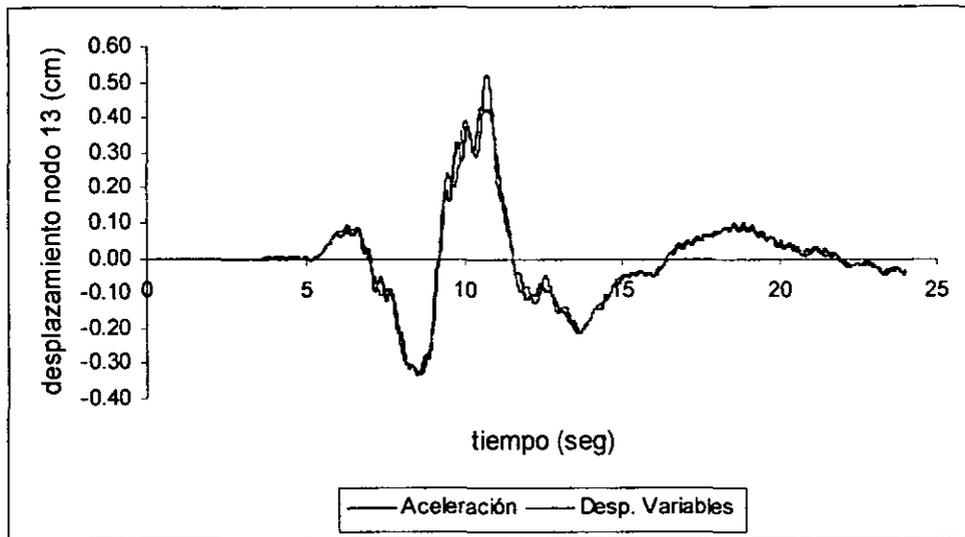


Fig. 8.4. Desplazamiento Horizontal del nodo 13. (Pila 2).

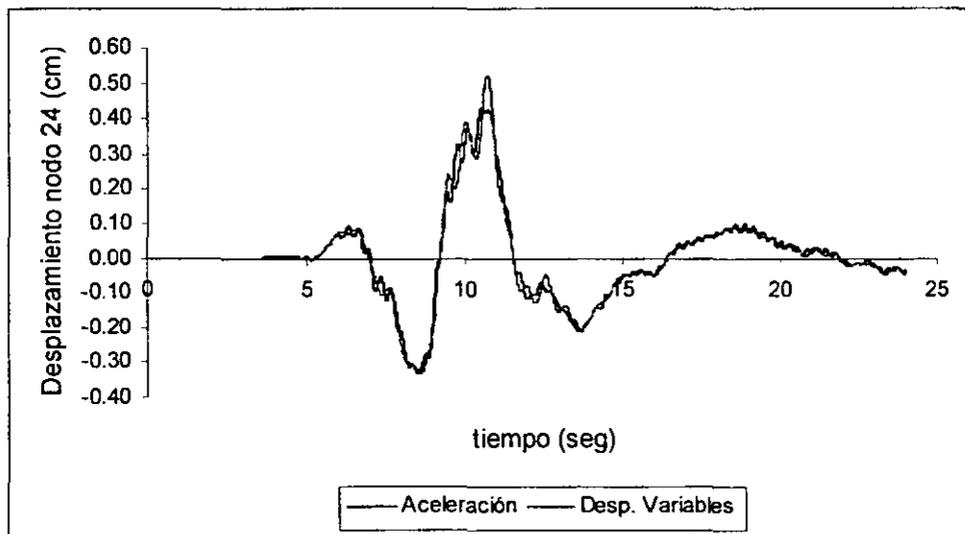


Fig. 8.5. Desplazamiento Horizontal del nodo 24. (Pila 3).

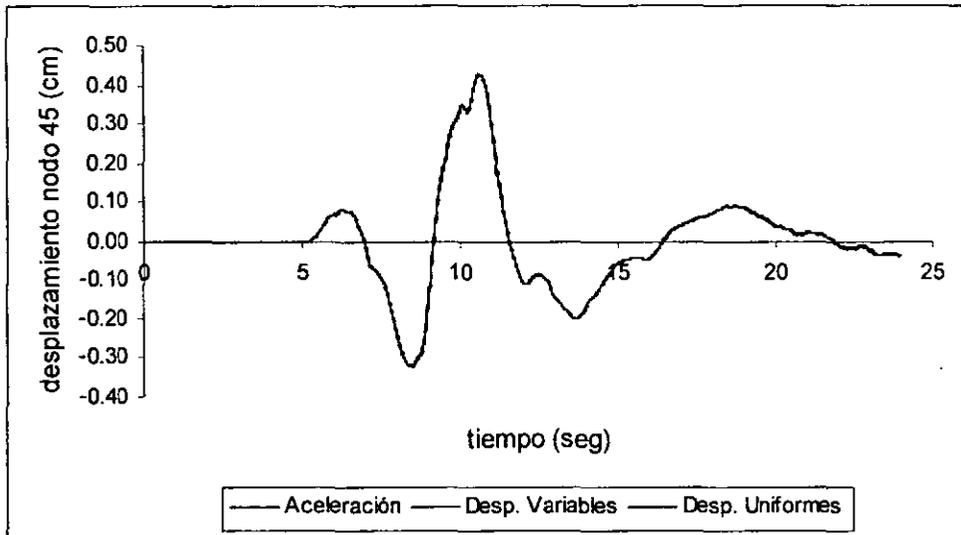


Fig. 8.6. Comparación del desplazamiento del terreno. Nodo 45.

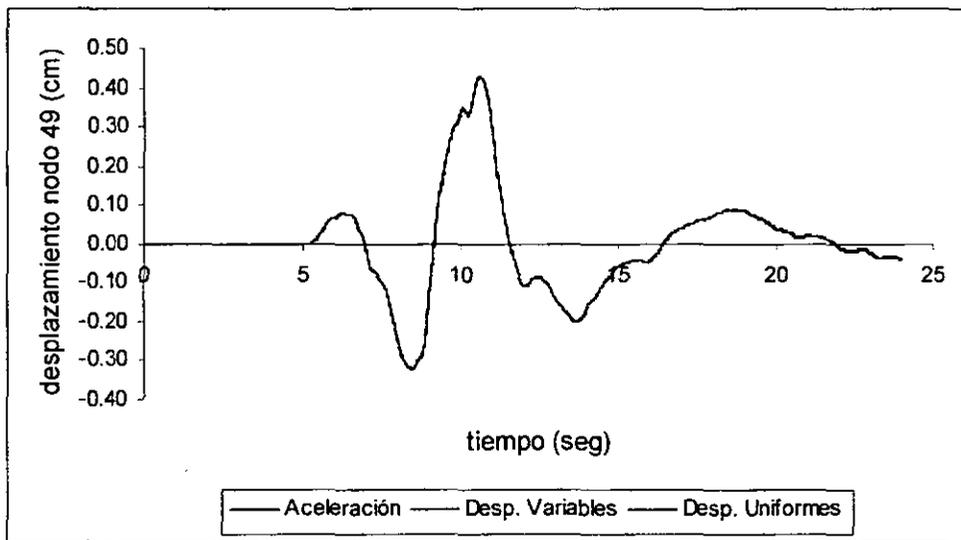


Fig. 8.7. Comparación del desplazamiento del terreno. Nodo 49.

8.2. Ejemplo 2. Análisis de Empujón.

Una de las herramientas de análisis de cargas laterales equivalentes a las sísmicas más poderosa es el método del empujón. Como se explicó en el capítulo 4, el análisis de empujón consiste en la determinación de la secuencia de las acciones inelásticas para obtener la formación del modo global de colapso. Los resultados del método del empujón son las capacidades de deformación última de los elementos, las cuales pueden ser usadas en un análisis demanda-capacidad para determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras de puentes. En este ejemplo no se ilustra el procedimiento completo, sino sólo el método del empujón, ya que ese tema es ampliamente discutido en el capítulo 9.

Para demostrar el concepto básico del método del empujón, el puente 502-11D #124/125 ubicado en Memphis se analiza para determinar su capacidad estructural. El puente es una estructura de concreto reforzado de tres claros; el tablero está apoyado en vigas de concreto presforzado y en dos marcos transversales intermedios. Las vigas están simplemente apoyadas sobre apoyos de neopreno (Fig. 8.8 a 8.10) (Barrón 1997). El modelo tridimensional de análisis se muestra en la Fig. 8.11. Las pilas de los marcos transversales se modelan usando elementos viga-columna no lineales, el tablero y las vigas presforzadas se modelan usando elementos elásticos lineales. También se modelan las juntas de expansión del puente y los apoyos de neopreno usando los elementos junta de expansión y aislador presentes en el programa.

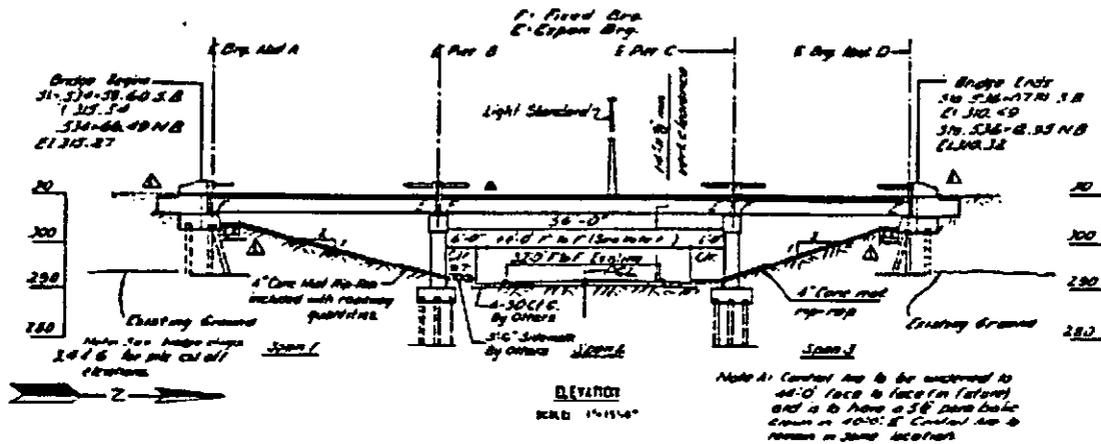


Fig. 8.8. Elevation Lateral del Puente.

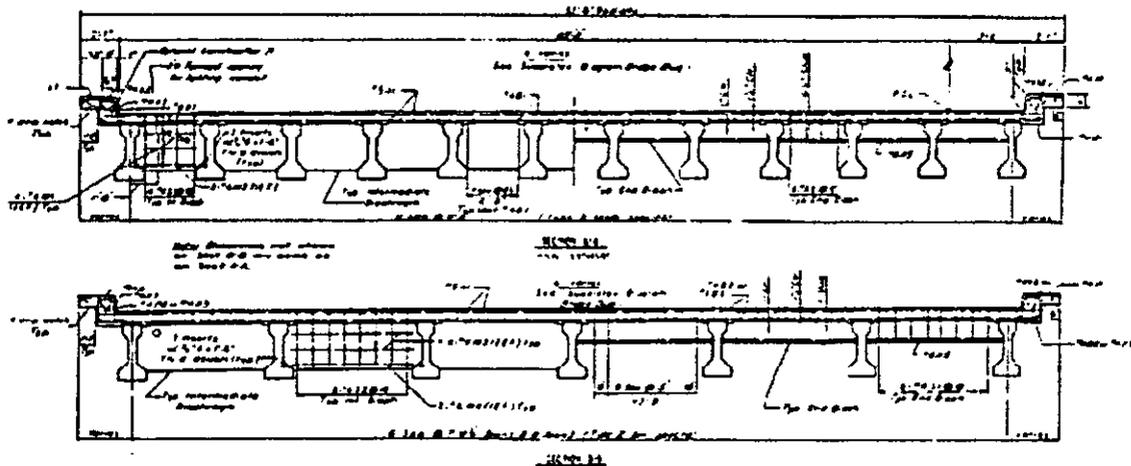


Fig. 8.9. Sección del Tablero.

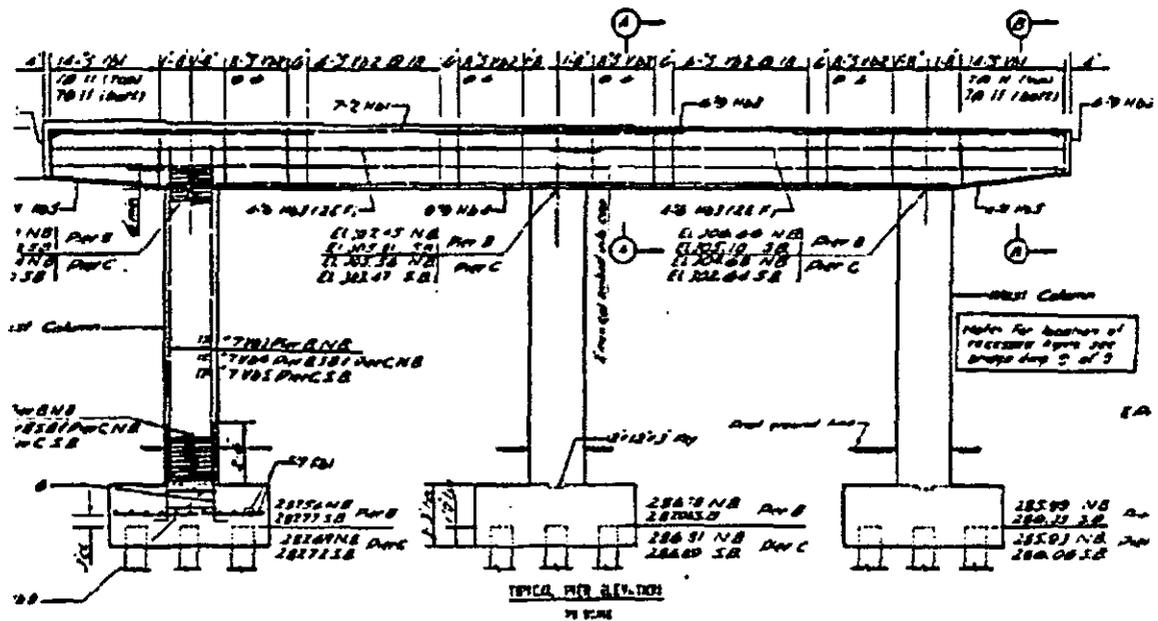


Fig. 8.10. Detalle de las Pilas

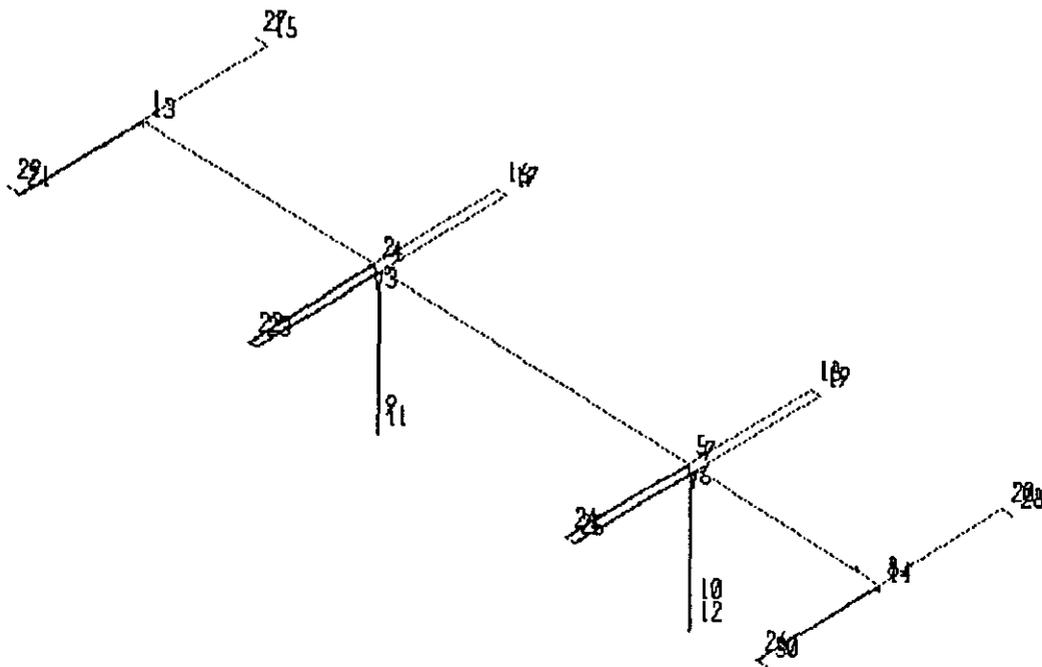


Fig. 8.11 Modelo Analítico del Puente

8.2.1. Resultados.

La capacidad de desplazamiento de los marcos transversales se determina utilizando el método del empujón. Las fuerzas laterales aplicadas son proporcionales a las masas de los nodos del tablero. El desplazamiento lateral de la superestructura es registrado para cada incremento de carga. Al realizar el análisis se determina que los eventos inelásticos se presentan en la siguiente secuencia: (1) fluencia en la parte superior de la pila 1, (2) fluencia en la parte superior de la pila 2, (3) fluencia en la base de la pila 2, y (4) fluencia en la base de la pila 1. En la Fig. 8.12 se muestra la variación de la deformada de la estructura cada vez que se produce un evento inelástico.

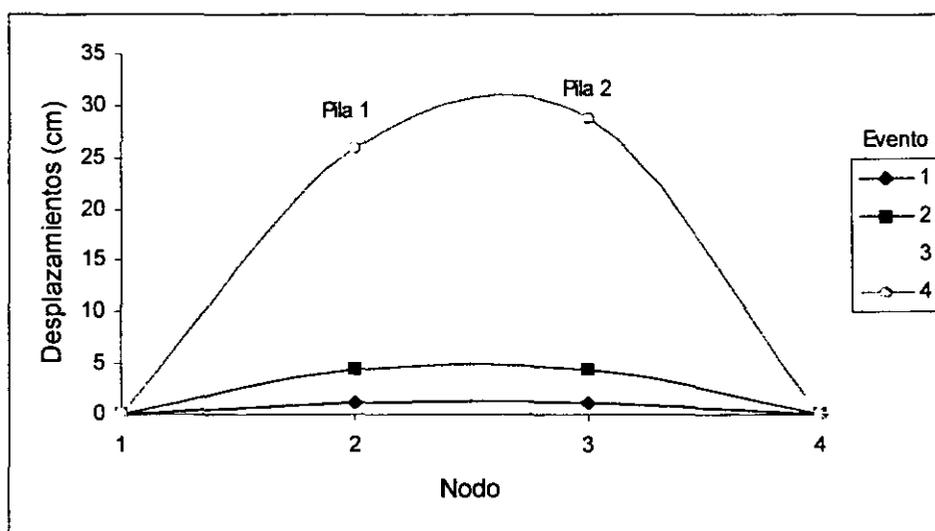


Fig. 8.12. Variación de la Deformada de la Superestructura

En las Fig. 8.13 y 8.14 se presenta la variación de la deformación de los marcos transversales para los mismos casos. Finalmente en las Fig. 8.15 y 8.16 se muestran las curvas de capacidad de los marcos transversales, las que se pueden ser usadas para determinar la vulnerabilidad sísmica de esta estructura. En ellas se puede ver que las capacidades últimas de deformación de las pilas 1 y 2 alcanzan valores de 21.10 cm y 25.90 cm, respectivamente.

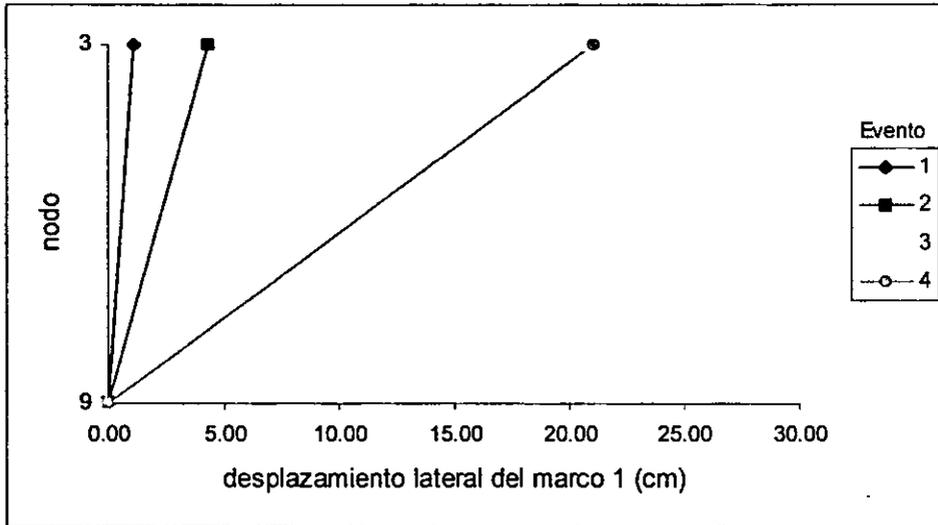


Fig. 8.13. Variación de la Deformada de la Pila 1.

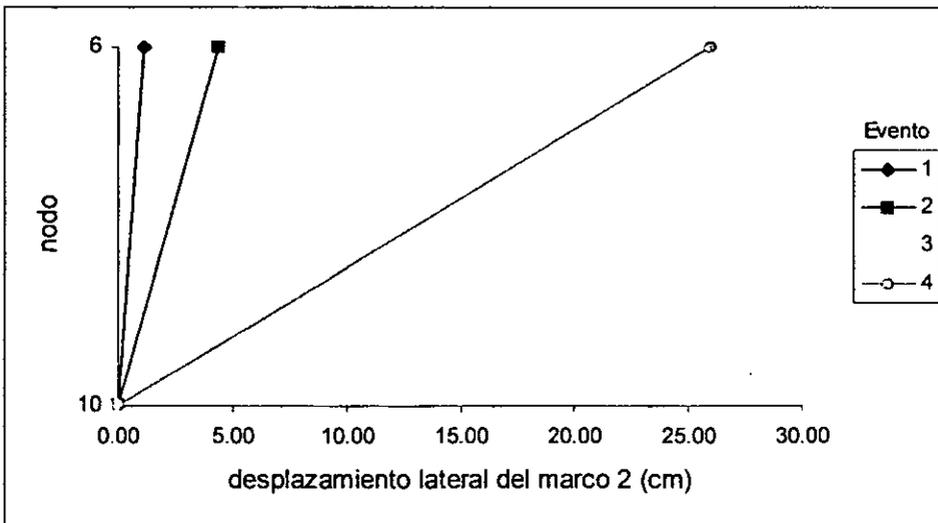


Fig. 8.14. Variación de la Deformada de la Pila 2.

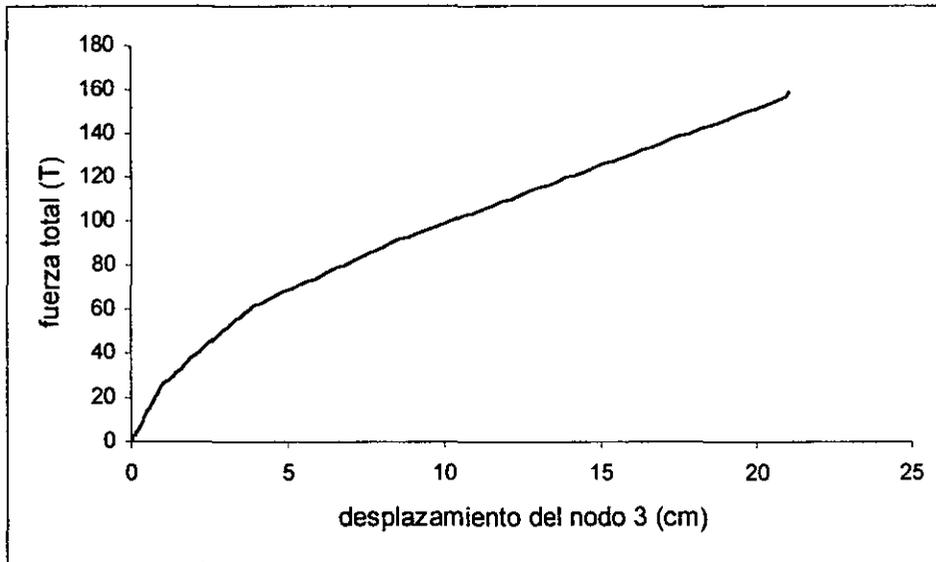


Fig. 8.15. Curva de Capacidad. Marco Transversal 1.

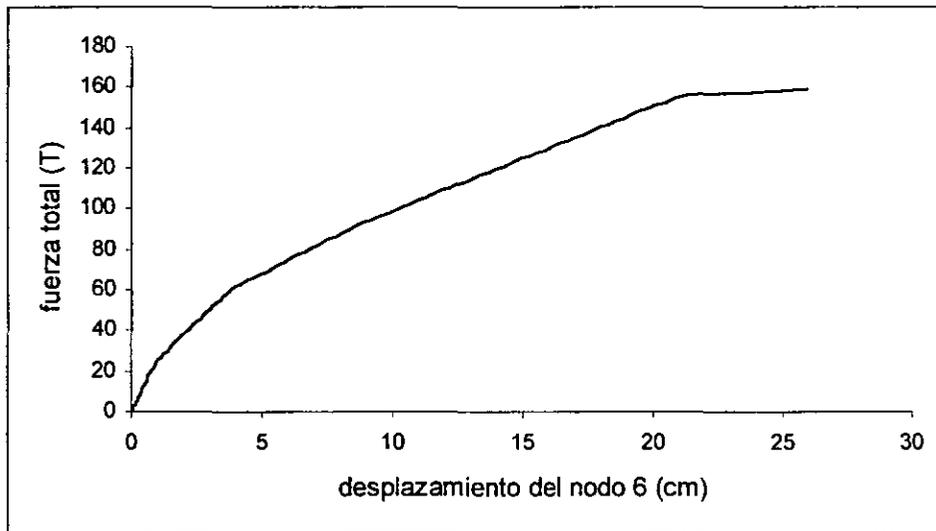


Fig. 8.16. Curva de Capacidad. Marco Transversal 2.

8.3. Ejemplo 3. 2 tramos del Puente SR14/I5.

Un puente de concreto reforzado de tres tramos es sometido a registros de desplazamientos del terreno en tres direcciones. La estructura estudiada corresponde al primer marco del puente de la rampa sur de acceso de la Carretera Estatal 14 a la Autopista Interestatal 5, ubicado a 40 Km al norte de Los Angeles, el que colapsó durante el terremoto de Northridge en 1994 (fig. 8.17a). Como excitación sísmica se utilizan registros de desplazamientos sintéticos correspondientes a las condiciones del suelo en el sitio del

puente. Se estudian dos casos: en el primero se modela toda la estructura utilizando elementos viga columna tridimensionales lineales. En el segundo, las pilas se modelan con elementos viga-columna no lineales, se modelan los aisladores y las juntas de expansión en los extremos del puente utilizando los modelos disponibles en el programa desarrollado, y el efecto de interacción suelo-estructura usando resortes lineales. En ambos casos se usa amortiguamiento clásico de Rayleigh con un 5% de amortiguamiento para los dos primeros modos de vibración. La Fig. 8.17b muestra el modelo generado de la estructura del puente.

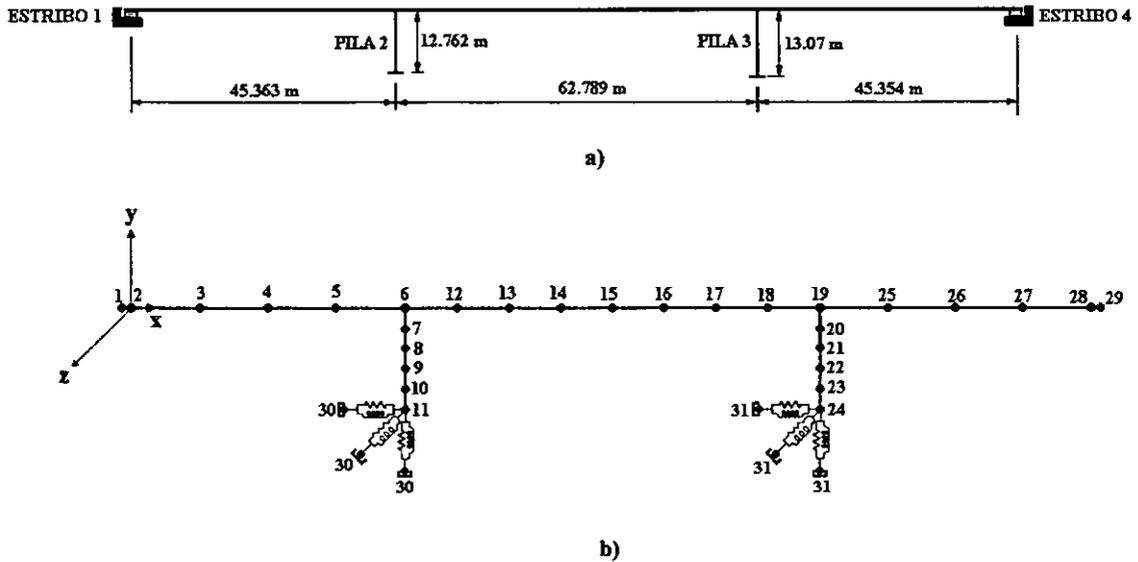


Fig. 8.17. a) Puesto estudiado. b) Modelo Analítico

8.3.1. Resultados

En la tabla 8.1 se muestran los períodos de los seis primeros modos de vibrar, los cuales fueron calculados usando la opción de análisis modal, presente en el programa descrito en los capítulos anteriores.

Tabla 8.1. Períodos de vibración (seg)

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
T (seg)	1.002	0.352	0.217	0.207	0.197	0.112

En las Fig. 8.18 y 8.19 se comparan las respuestas longitudinal y transversal de la parte superior de la pila 1 del puente analizado, para ambos casos de modelado de los elementos. En las Fig. 8.20 y 8.21 se presentan los mismos resultados para la pila 2.

Al comparar los resultados mostrados en las Fig. 8.18 a 8.21, se pueden observar las diferencias existentes en las respuestas encontradas. Es de hacer notar que en ambas pilas las respuestas máximas se presentan en el caso en que las ellas son modeladas con elementos no lineales. Esto significa que al diseñar el puente usando los resultados de un análisis lineal se subdiseñan los elementos estructurales. En las cuatro figuras mencionadas también se puede observar el comportamiento no lineal de las pilas al final del análisis, mostrándose la existencia de un desplazamiento remanente en ambas direcciones. En la Fig. 8.22 se presenta el comportamiento de un aislador elastomérico ubicado en el estribo izquierdo del puente; en ella se muestra el comportamiento no lineal que experimenta el elemento cuando se analiza inelásticamente la estructura. En la tabla 8.2 se presentan los índices de daño obtenidos al final del análisis no lineal, en ella se puede observar que el mayor daño ocurrió en los elementos 8 (10-11) y 21 (23-24), los que corresponden a los elementos ubicados en la base de las pilas del puente.

Tabla 8.2. Índices de daño al final del análisis.

Elem. No	inicio		fin	
	dir Y	dir Z	dir Y	dir Z
8	1.00	0.03	0.04	0.00
10	0.03	0.00	0.09	0.00
11	0.09	0.00	0.10	0.00
12	0.10	0.00	0.02	0.10
21	0.85	0.00	0.07	0.00
23	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.03	0.00
25	0.03	0.00	0.00	0.00

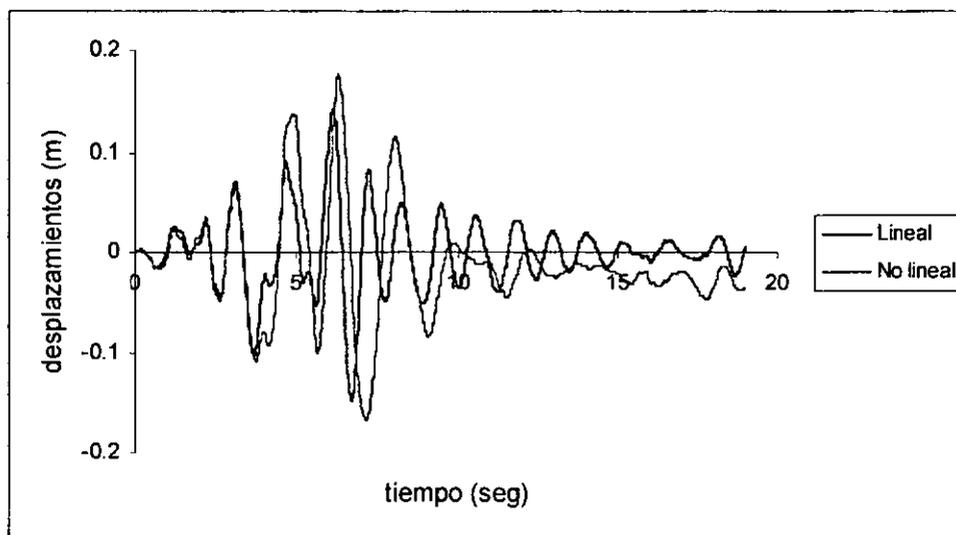


Fig. 8.18. Comparación de Desplazamientos Longitudinales. Pila 1.

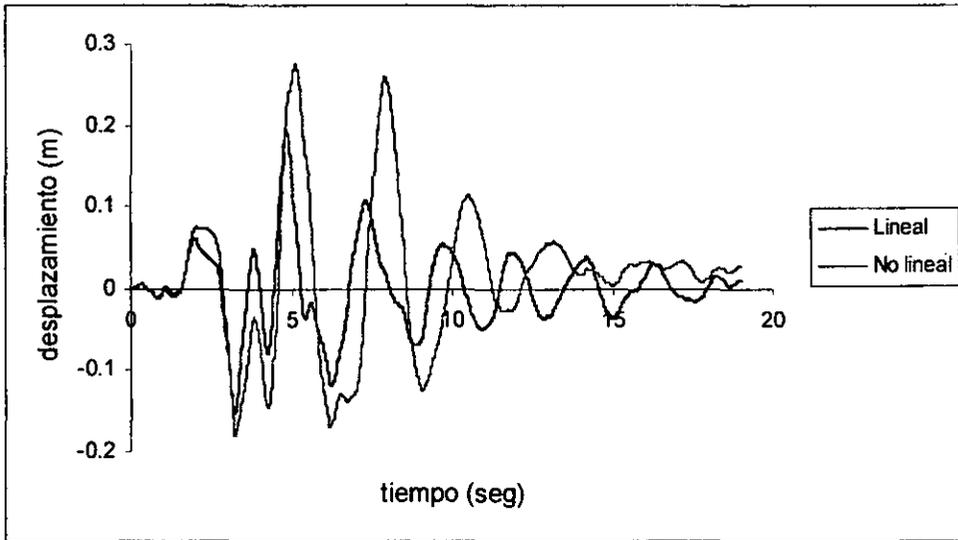


Fig. 8.19. Comparación de Desplazamientos Transversales. Pila 1.

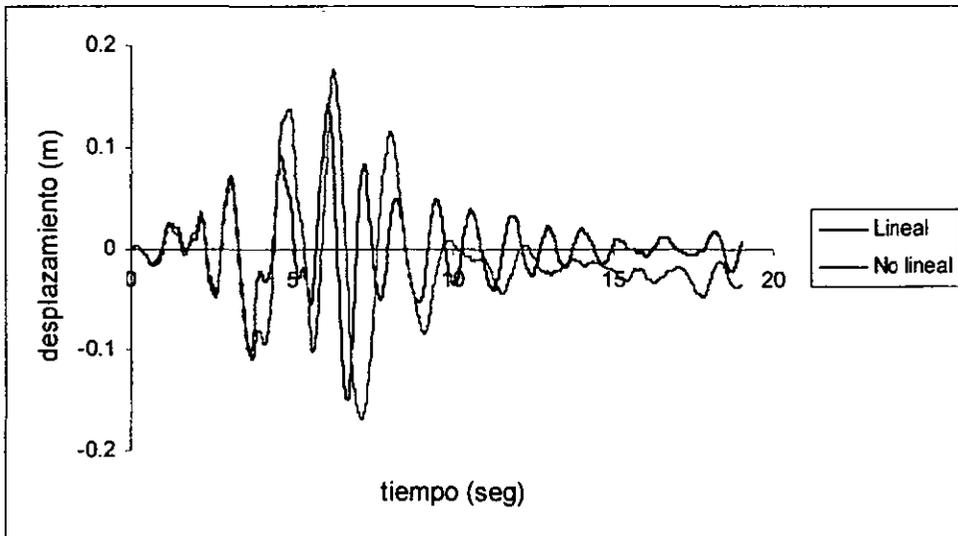


Fig. 8.20. Comparación de Desplazamientos Longitudinales. Pila 2.

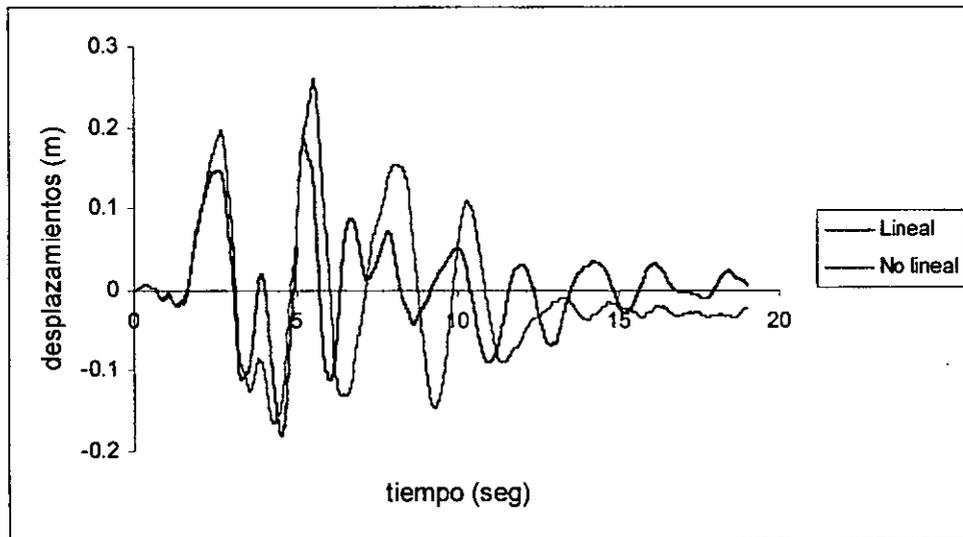


Fig. 8.21. Comparación de Desplazamientos Transversales. Pila 2.

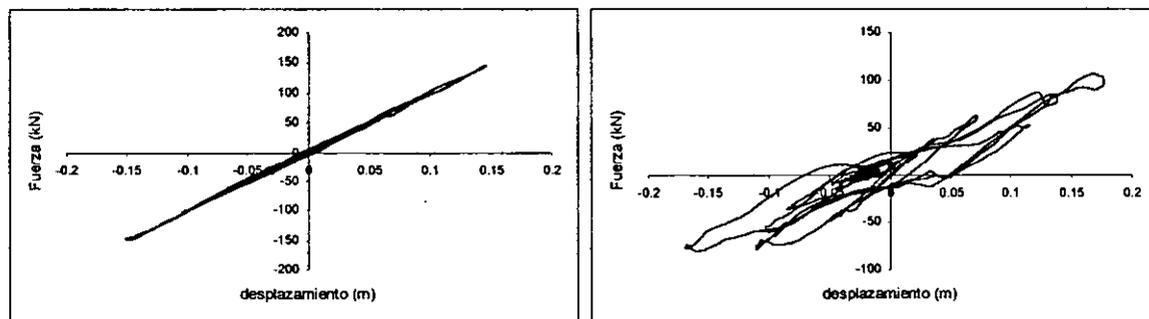


Fig 8.22. Comportamiento de los aisladores. a) caso lineal. b) caso no lineal

8.4. Ejemplo 4. Rampa de Acceso Sur del distribuidor de tránsito SR14/I5

El rampa de acceso sur que une la carretera estatal 14 con la autopista interestatal 5 está situado aproximadamente a 40 Km. al noroeste del centro de la ciudad de Los Angeles. La rampa de acceso sur del distribuidor fue severamente dañada durante los terremotos de San Fernando en 1971, y Northridge en 1994. Para la época en que ocurrió el primer evento, la estructura estaba en construcción. Ella sufrió la pérdida de dos de sus claros y fue reconstruida luego del sismo. Al ocurrir el segundo evento, el puente estaba ubicado directamente sobre la zona de ruptura, a escasos 10 Km. del epicentro. Durante este terremoto, dos de sus pilas fallaron y los tres claros apoyados en esas pilas colapsaron. Se ha especulado acerca de dos posibles mecanismos de falla (Buckle, ed. 1994). De acuerdo al primer escenario la falla se inició debido a pérdida de asiento en la junta de expansión J2 (Fig. 8.23), la que conectaba los dos primeros segmentos del puente; en el segundo escenario el colapso inició con la falla súbita de la pila corta P2, que fue posteriormente encontrada completamente aplastada bajo el tablero. Dada la longitud del puente (482 m.) y

las diferentes condiciones del terreno en las ubicaciones de los apoyos, la variación espacial de las ondas sísmicas posiblemente estuvo implicada en el colapso del puente.

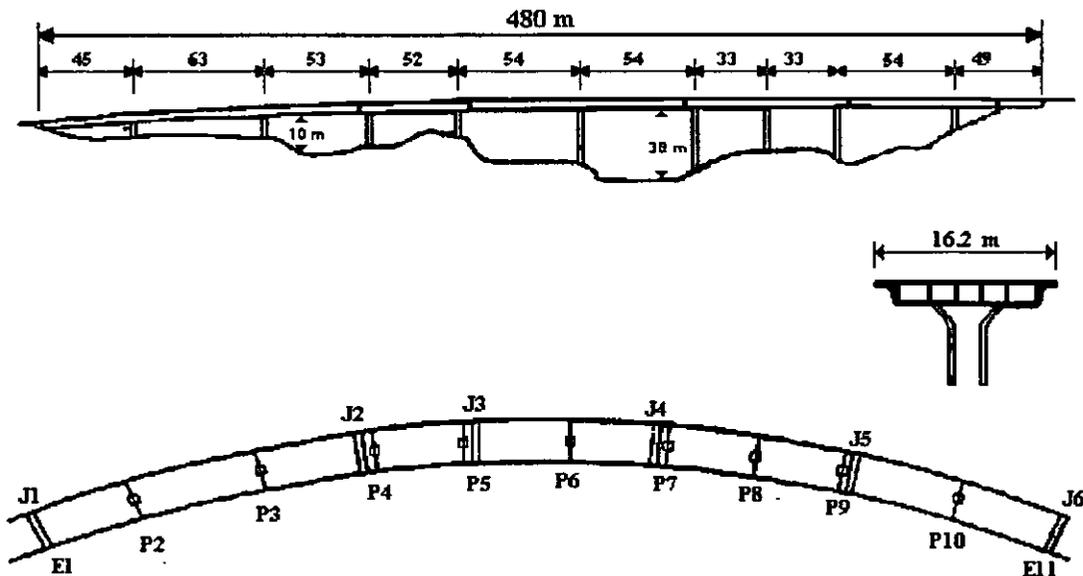


Fig. 8.23. Puente SR14/15

8.4.1. Descripción del sistema del puente

La rampa de acceso sur SR14/15 es un puente de 10 claros de concreto colado en sitio, con una viga tipo cajón apoyada sobre estribos tipo asiento y columnas simples cimentadas en pilotes perforados (Fig. 8.23). El puente tiene una longitud de 482 m. y un ancho de 16.2 m., el tablero está esviado a un ángulo de 3.53° , y la estructura es ligeramente curva con un radio aproximado de 670 m. La estructura fue construida en 5 segmentos, con seis juntas de expansión, cuatro intermedias y dos en los estribos. Todas las juntas intermedias fueron equipadas con apoyos elastoméricos y sujetadores longitudinales. Los claros 1, 2 y 3, que forman el marco 1 junto con las pilas 2 y 3 son de concreto presforzado. Lo mismo aplica a los claros 5 y 6 que forman el marco 3 con la pila 6 y a los claros 9 y 10 que forman el marco 5 con la pila 10. En el resto de los claros, la superestructura está construida de concreto reforzado colado en sitio. El tablero está apoyado sobre 9 columnas de concreto reforzado ubicadas centralmente y dos estribos. La altura libre de las pilas varía desde aproximadamente 10 m. (pilas 2 y 3) hasta 40 m. (pila 7). Las dimensiones de la sección transversal de las columnas son 1.2x3.6 m para las pilas 2, 5 y 10, 1.5x3.6 m. para la pila 6 y 1.8x3.6 m. para las pilas 7-9. Cada junta de expansión estaba equipada con cuñas transversales de cortante, sujetadores longitudinales, 28 en las juntas de expansión J2 y J5 y 32 en las juntas de expansión J3 y J4, 5 sujetadores verticales y 6 apoyos elastoméricos. Los sujetadores longitudinales eran Caltrans tipo 1, con cables de acero galvanizado de $\frac{3}{4}$ "

de diámetro. Cada sujetador tenía 6 torones con 19 cables por torón. Las juntas de expansión de los estribos no tenían sujetadores. Las dimensiones de los asientos en cada junta eran de 0.36 m.

8.4.2. Modelado de componentes estructurales.

El tablero del puente se modeló como una serie de elementos viga-columna elásticos tridimensionales con ubicaciones nodales en los extremos de cada claro y a cada cuarto de la longitud del claro. La excepción fue en el claro 2 ($L=62.8$ m) en que se colocaron nodos cada octava parte de la longitud del claro con la intención de incrementar la exactitud de la discretización de la masa. La curvatura horizontal del puente y el esviaje de la viga cajón fueron despreciados.

Las pilas del puente se modelaron con elementos viga-columna no lineales. Se hizo el intento de considerar con exactitud la geometría de las regiones donde varían las dimensiones de la sección transversal en la parte superior de las pilas (capiteles), definiendo nodos adicionales en esas regiones, las que típicamente terminan 4.27 m. por debajo del tablero. Dependiendo de la altura de las pilas, se especificaron nodos intermedios a la mitad, puntos tercios o cuartos entre los extremos de los capiteles y los puntos de empotramiento.

Las juntas de expansión se modelaron por medio de elementos de contacto unidireccionales. La flexibilidad de los apoyos y el efecto de los sujetadores también fueron modelados. Las masas se concentraron en todas las ubicaciones nodales para tomar en cuenta el peso propio de la superestructura y pilas. Se supuso la densidad de masa del concreto reforzado como $2490 \text{ Ton.s}^2/\text{m}^3$ por m^3 correspondiente a un peso por unidad de volumen $w = 2.440 \text{ Ton}/\text{m}^3$.

8.4.2.1. Propiedades de materiales y secciones.

En el análisis se usaron propiedades estándares de materiales y de secciones no agrietadas (Tablas 8.3 y 8.4).

8.4.3. Características Modales.

Los primeros 10 períodos del puente en su estado inicial elástico se presentan en la Tabla 8.5. Ellos fueron calculados suponiendo que la única restricción horizontal en las juntas de expansión es proporcionada por los apoyos elastoméricos. Los períodos de los primeros cuatro modos son 2.70, 2.11, 1.70 y 1.42 s., siendo el primer modo longitudinal y el segundo transversal.

Tabla.8.3: Propiedades Geométricas y Estáticas de las pilas del puente.

Pila	Altura		Sección del Capitel	Area A	Momento de Inercia		
	En análisis	Sobre el terreno			I_{zz}	I_{yy}	J
	m	m		m^2	m^4	m^4	m^4
Pila 2	12.762	8.665	Superior	9.409	1.134	46.825	4.323
			2/3	6.542	0.779	15.782	2.903
			1/3	4.790	0.562	6.227	2.035
			Inferior	4.206	0.490	4.230	1.746
Pila 3	13.070	8.973	Superior	9.409	1.134	46.825	4.323
			2/3	6.542	0.779	15.782	2.903
			1/3	4.790	0.562	6.227	2.035
			Inferior	4.206	0.490	4.230	1.746
Pila 4	16.877	12.780	Superior	9.409	1.134	46.825	4.323
			2/3	6.542	0.779	15.782	2.903
			1/3	4.790	0.562	6.227	2.035
			Inferior	4.206	0.490	4.230	1.746
Pila 5	17.386	13.289	Superior	9.409	1.134	46.825	4.323
			2/3	6.542	0.779	15.782	2.903
			1/3	4.790	0.562	6.227	2.035
			Inferior	4.206	0.490	4.230	1.746
Pila 6	28.776	24.469	Superior	10.173	2.111	56.963	4.789
			2/3	6.589	1.418	18.734	3.533
			1/3	4.399	0.994	7.034	2.690
			Inferior	3.670	0.853	4.600	2.370
Pila 7	41.038	36.521	Superior	11.810	3.521	66.998	7.625
			2/3	7.509	2.322	21.805	5.579
			1/3	4.882	1.590	8.052	4.185
			Inferior	4.006	1.346	5.206	3.651
Pila 8	30.589	26.152	Superior	11.810	3.521	66.998	7.625
			2/3	7.509	2.322	21.805	5.579
			1/3	4.882	1.590	8.052	4.185
			Inferior	4.006	1.346	5.206	3.651
Pila 9	32.305	27.868	Superior	11.810	3.521	66.998	7.625
			2/3	7.509	2.322	21.805	5.579
			1/3	4.882	1.590	8.052	4.185
			Inferior	4.006	1.346	5.206	3.651
Pila 10	16.969	12.872	Superior	9.409	1.134	46.825	4.323
			2/3	6.534	0.778	15.729	2.899
			1/3	4.788	0.562	6.220	2.034
			Inferior	4.206	0.490	4.230	1.746

Tabla.8.4: Propiedades Geométricas y Estáticas del Tablero del Puente.

Claro		Longitud			Sección	Area	Momento de Inercia		
#	de / a	En análisis		libre	tipo	A	I _{zz}	I _{yy}	J
-	-	m	m	m	-	m ²	m ⁴	m ⁴	m ⁴
Claro 1	E1 a P2	45.363	45.363	44.373	presforzada	8.800	5.854	188.566	16.299
Claro 2	P2 a P3	62.789	62.789	61.570	presforzada	8.800	5.854	188.566	17.299
Claro 3	P3 a J2	45.354	52.121	50.902	presforzada	8.800	5.854	188.566	18.299
	J2 a P4	6.767			reforzada	8.056	5.743	176.792	16.702
Claro 4	P4 a P5	42.367	42.367	41.148	reforzada	8.056	5.743	176.792	17.702
Claro 5	P5 a J3	5.243	54.254	52.883	reforzada	8.056	5.743	176.792	18.702
	J3 a P6	49.012			presforzada	8.800	5.854	188.566	16.299
Claro 6	P6 a J4	49.012	54.254	52.578	presforzada	8.800	5.854	188.566	17.299
	J4 a P7	5.243			reforzada	8.056	5.743	176.792	16.702
Claro 7	P7 a P8	33.223	33.223	31.394	reforzada	8.056	5.743	176.792	17.702
Claro 8	P8 a P9	33.223	33.223	31.394	reforzada	8.056	5.743	176.792	18.702
Claro 9	P9 a J5	5.243	54.254	52.730	reforzada	8.056	5.743	176.792	19.702
	J5 a P10	49.012			presforzada	8.800	5.854	188.566	16.299
Claro 10	P10 a E11	49.021	49.021	48.030	presforzada	8.800	5.854	188.566	17.299

Tabla 8.5. Características Modales Elásticas.

Modo No.	Período/Descripción	
1	2.70 s	(Long. Tramo 5)
2	2.11 s	(Trans.)
3	1.60 s	(Long. Tramos 7 y 8)
4	1.42 s	(Long. Tramos 9 y 10)
5	1.29 s	(Trans. II)
6	0.93 s.	(Long. Tramos 1, 2 y 3)
7	0.80 s	(Trans. III)
8	0.79 s	(Long. Tramo 4)
9	0.67 s	(Vert.)
10	0.64 s	(Trans IV)

8.4.4. Modelos utilizados

La tabla 8.6 resume los tipos de análisis dinámicos realizados en este estudio. En los tres primeros casos se trató de analizar el modelo del puente más completo posible, con la diferencia que la excitación tridimensional es espacialmente variable (Caso 1), uniforme en todos los apoyos (con base en el movimiento de "referencia" en el estribo 11) (Caso 2), y variable espacialmente sin la componente vertical (Caso 3). Los casos 4 y 5 se seleccionaron para estudiar la sensibilidad de la respuesta del puente al excluir del análisis

ciertos componentes como, los sujetadores (Caso 4) y la presencia de los estribos (Caso 5). Finalmente, el caso 6 considera que las características esfuerzo-deformación de los materiales del puente son elásticas lineales. Adicionalmente se realizó un análisis de empujón al modelo del puente con el objeto de determinar las capacidades de deformación inelástica de las pilas del puente, las cuales se presentan en las tablas 8.7 y 8.8.

Tabla 8.6. Opciones de Modelado.

Caso No.	Aproximación de Modelado	Tipo de Excitación
1	Completo	Variable
2	Completo	Uniforme
3	Completo	Variable. sin componente vertical
4	Sin sujetadores	Variable
5	Sin la rigidez de los estribos	Variable
6	Elástico	Uniforme

Tabla 8.7. Desplazamientos Longitudinales en las Pilas.

	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6	Pila 7	Pila 8	Pila 9	Pila 10
Caso 1	0.079	0.071	0.125	0.126	0.164	0.127	0.121	0.124	0.079
Caso 2	0.100	0.100	0.117	0.117	0.133	0.138	0.140	0.142	0.121
Caso 3	0.081	0.073	0.128	0.129	0.164	0.127	0.122	0.124	0.080
Caso 4	0.111	0.102	0.200	0.198	0.185	0.154	0.128	0.130	0.108
Caso 5	0.212	0.201	0.220	0.221	0.316	0.336	0.320	0.324	0.307
Caso 6	0.081	0.082	0.111	0.111	0.134	0.136	0.138	0.139	0.100
Capac.	0.171	0.178	0.476	0.509	1.070	2.140	1.250	1.350	0.410

Tabla 8.8. Desplazamientos Transversales en las Pilas.

	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6	Pila 7	Pila 8	Pila 9	Pila 10
Caso 1	0.095	0.093	0.072	0.079	0.516	0.339	0.236	0.187	0.266
Caso 2	0.044	0.063	0.134	0.324	0.267	0.450	0.353	0.329	0.159
Caso 3	0.095	0.093	0.072	0.079	0.517	0.339	0.236	0.187	0.266
Caso 4	0.044	0.057	0.110	0.298	0.243	0.433	0.347	0.315	0.147
Caso 5	0.044	0.057	0.110	0.298	0.243	0.433	0.346	0.315	0.147
Caso 6	0.041	0.076	0.130	0.173	0.211	0.427	0.285	0.363	0.159
Capac.	0.183	0.175	0.238	0.246	0.755	1.820	1.210	1.110	0.225

8.4.5. Discusión de Resultados.

En las tablas 8.7 y 8.8 se listan los valores máximos de los desplazamientos relativos obtenidos de los análisis para cada uno de los casos estudiados en direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, así como las capacidades de deformación inelásticas

correspondientes. La tabla 8.9 muestra los valores máximos de las separaciones de las juntas de expansión.

Tabla 8.9. Aperturas Relativas en las Juntas de Expansión.

Caso de Análisis	Estribo 1	Pila 4	Pila 5	Pila 7	Pila 9	Estribo11
Caso 1	0.070	0.072	0.044	0.028	0.073	0.075
Caso 2	0.100	0.053	0.045	0.036	0.049	0.120
Caso 3	0.072	0.072	0.046	0.028	0.072	0.076
Caso 4	0.104	0.110	0.047	0.065	0.077	0.106
Caso 5	0.205	0.125	0.128	0.026	0.060	0.298
Caso 6	0.081	0.044	0.055	0.036	0.072	0.101
Capacidad	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360

Los efectos de la variación espacial de las ondas sísmicas se observan en las Fig. 8.24 a 8.29, donde se comparan los resultados del caso 1, que incorpora los efectos espaciales, con los del caso 2, donde se aplica una aceleración uniforme en la base, para las pilas 2, 6 y 8. En dirección longitudinal, las diferencias en la respuesta de la estructura son relativamente pequeñas; mientras que en la dirección transversal se observan diferencias más pronunciadas, aunque, en general, no se observa una tendencia clara, pues, al considerar la variación espacial la demanda sísmica se incrementa en algunos elementos mientras que en otros disminuye. Los efectos inelásticos se encuentran más marcados en la dirección transversal que en la longitudinal, ya que ésta posee mucho menor rigidez.

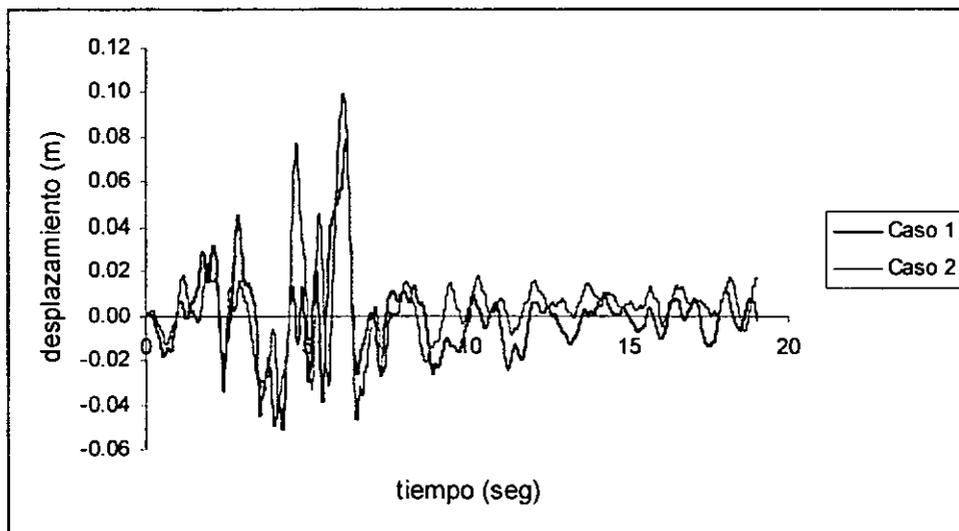


Fig. 8.24. Pila 2. Desplazamientos Longitudinales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.

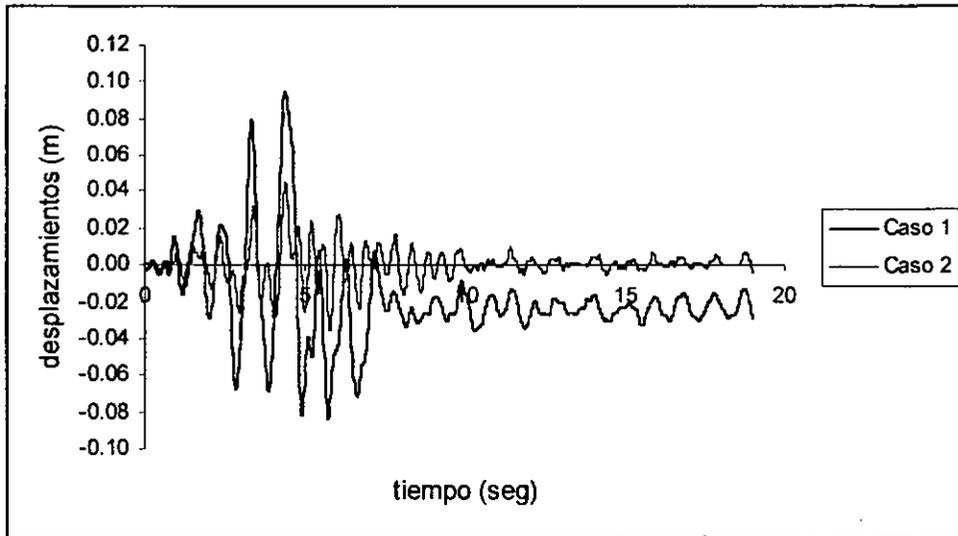


Fig. 8.25. Pila 2. Desplazamientos Transversales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.

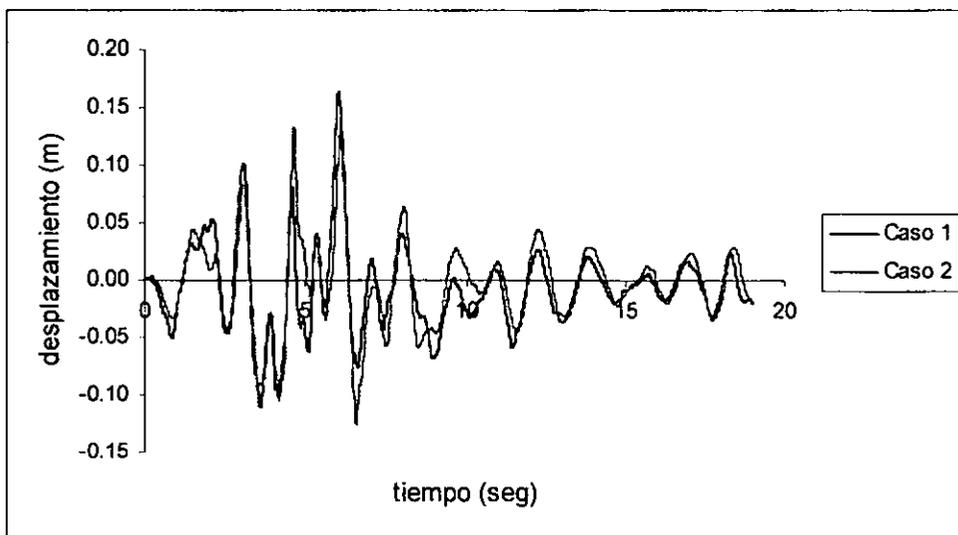


Fig. 8.26. Pila 6. Desplazamientos Longitudinales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.

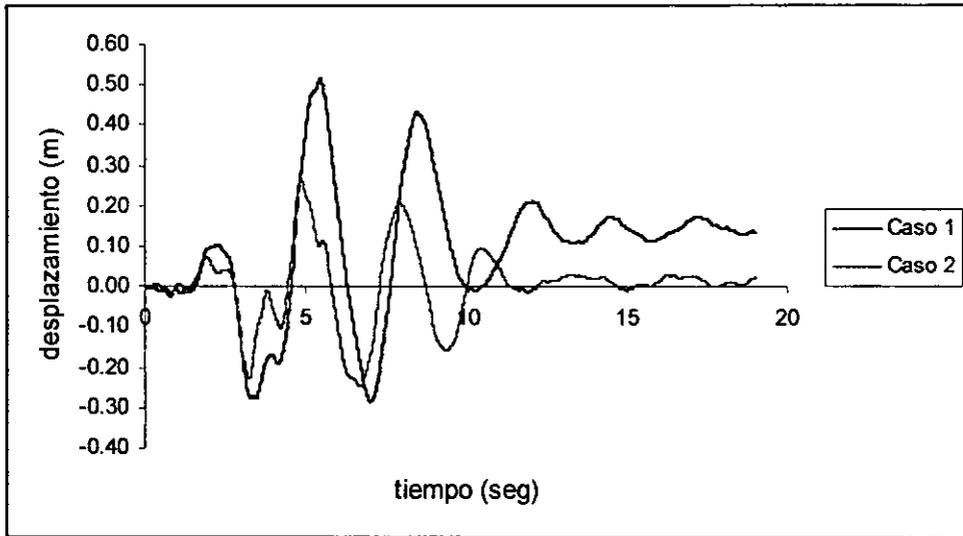


Fig. 8.27. Pila 6. Desplazamiento Transversal con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.

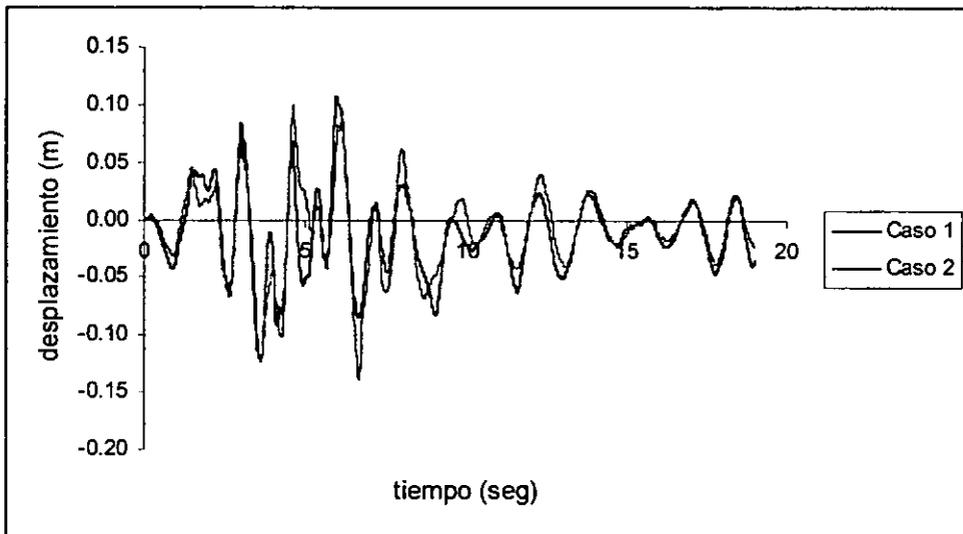


Fig. 8.28. Pila 8. Desplazamientos Longitudinales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.

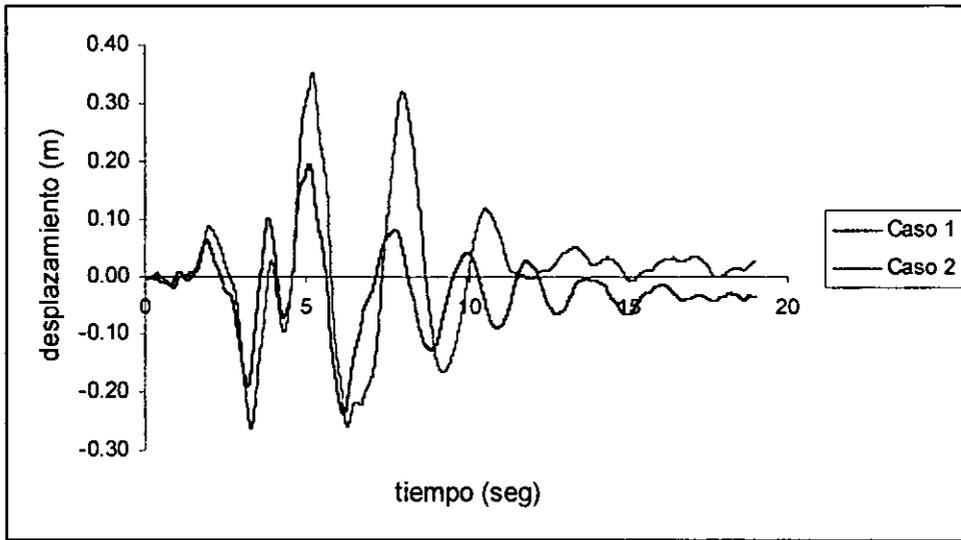


Fig. 8.29. Pila 8. Desplazamientos Transversales con Desplazamientos Variables y Aceleración Uniforme en la Base.

La importancia de incluir los sujetadores de las juntas de expansión en el modelo computacional se puede cuantificar al comparar los casos 4 y 1. La presencia de sujetadores en el caso 1 tiende a uniformizar los desplazamientos en las juntas de expansión, y a disminuir las demandas máximas de desplazamientos longitudinales en las pilas (Fig. 8.30 y 8.31).

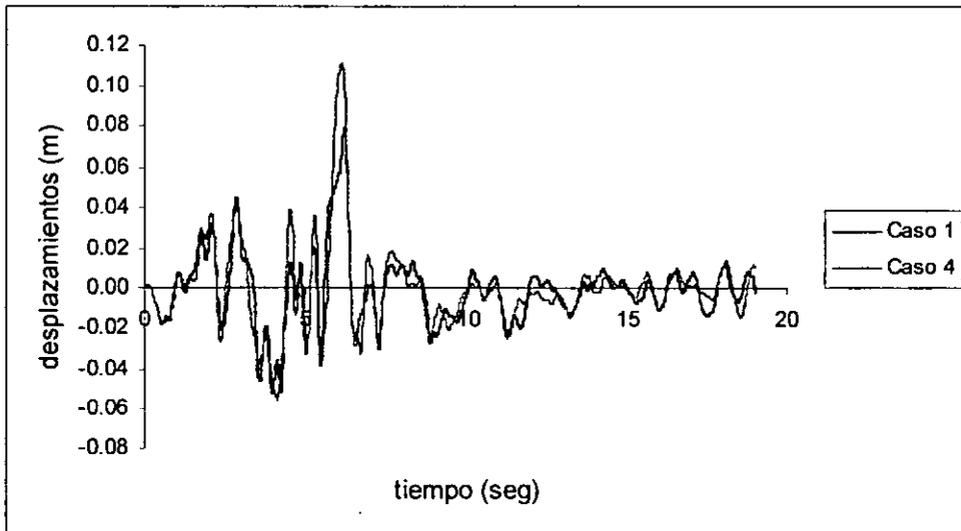


Fig. 8.30. Pila 2. Desplazamientos Longitudinales con y sin Sujetadores.

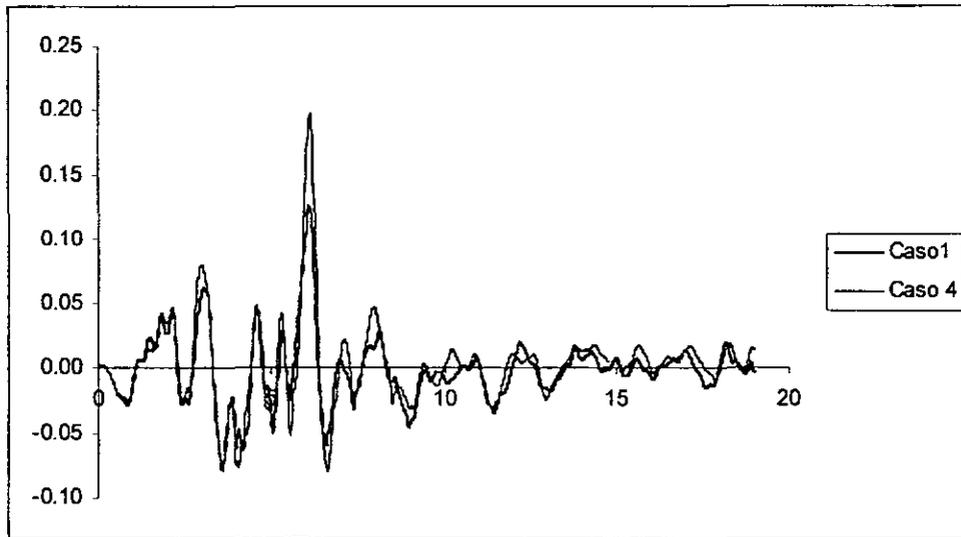


Fig. 8.31. Pila 5. Desplazamientos Longitudinales con y sin Sujetadores.

Como se observa en las tablas 8.6 a 8.8, al comparar los casos 1 y 3, el efecto de la componente vertical del movimiento sísmico es pequeño, con diferencias menores al 3%. Esto es debido a que los modelos utilizados no incorporan explícitamente la variación de la carga axial con el tiempo, sin embargo, no se espera que su influencia en el comportamiento inelástico de la estructura sea importante.

El efecto de la presencia de los estribos en la respuesta del puente se puede estimar si analizamos los resultados del caso 5, en el que se permite movimientos longitudinales más grandes que los disponibles en la holgura de la junta de expansión del estribo (2.5 cm). Este tipo de modelado sería válido si hubiera ocurrido deslizamiento en la base del estribo, o la parte superior del estribo hubiera fluido debido al golpeteo entre el tablero y el estribo. En las Fig. 8.32 y 8.33 se presentan la respuesta de las dos pilas cortas P2 y P3, que forman parte del tramo que colapsó durante el terremoto de Northridge. Se puede observar que la demanda de desplazamientos en ambos elementos excede su capacidad disponible, de este modo se pudo haber iniciado el colapso del primer segmento del puente. Para el resto de las pilas del puente, los desplazamientos del caso 5 son mayores que los del caso 1, pero en ningún otro caso se excede la capacidad de desplazamiento disponible como se puede observar en la tabla 8.6.

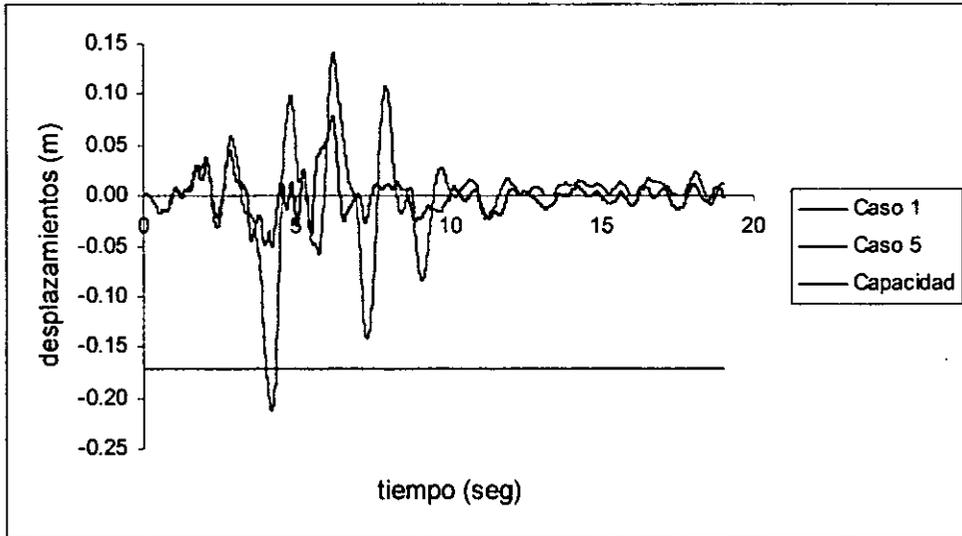


Fig. 8.32. Pila 2. Desplazamientos Longitudinales con y sin la Influencia de los Estribos

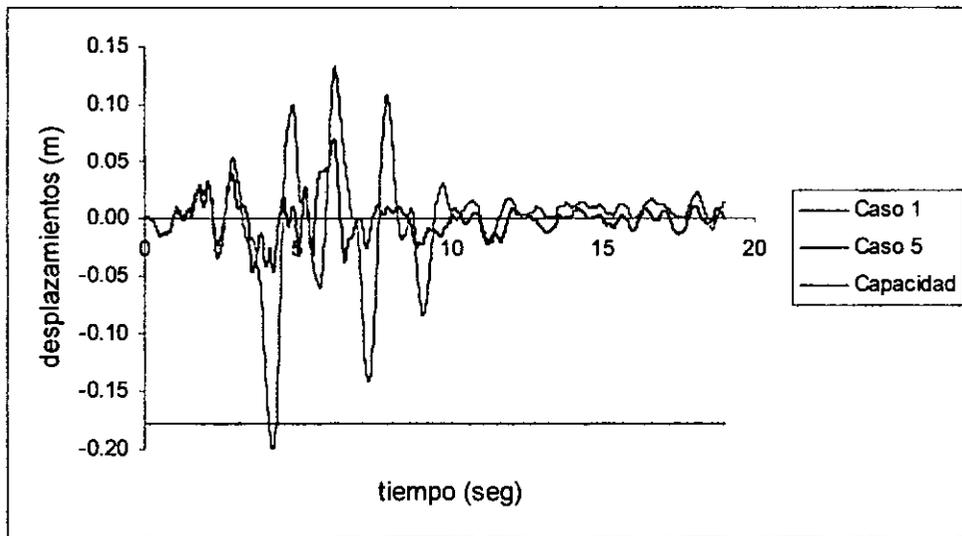


Fig. 8.33. Pila 3. Desplazamientos Longitudinales con y sin la Influencia de los Estribos

La influencia de modelar el puente usando elementos viga-columna con comportamiento elástico lineal se muestra en las Fig. 8.34 a 8.39, en las que se comparan las respuestas obtenidas en los análisis de los casos 2, donde las pilas se modelan con elementos no lineales, y el caso 6, en el que estas se modelan por medio de elementos con propiedades elásticas lineales. Como se puede observar en la tabla 8.7, en general, al modelar la estructura elástica lineal se subestiman los desplazamientos hasta en un 46% en la pila 5. En las pilas más cortas, esa subestimación de los desplazamientos es menor del 10%. De

cualquier manera el efecto se observa más acentuado en la dirección transversal y en las pilas más largas del puente.

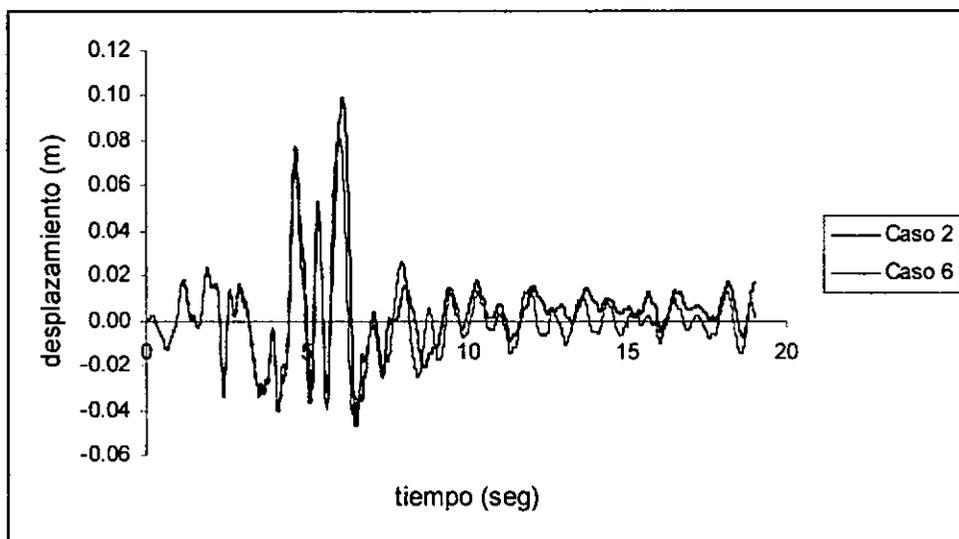


Fig. 8.34. Pila 2. Desplazamientos Longitudinales. Análisis Lineal y No Lineal.

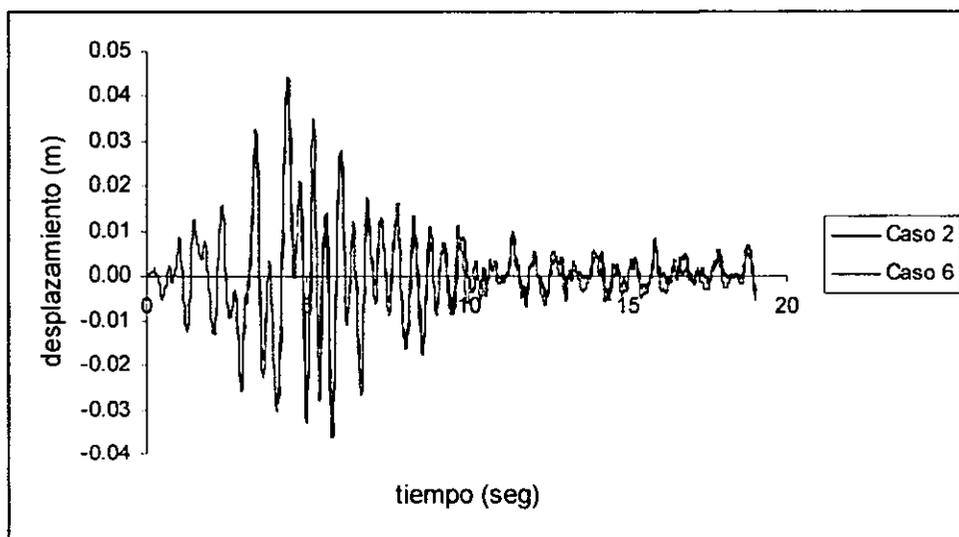


Fig. 8.35. Pila 2. Desplazamientos Transversales. Análisis Lineal y No Lineal.

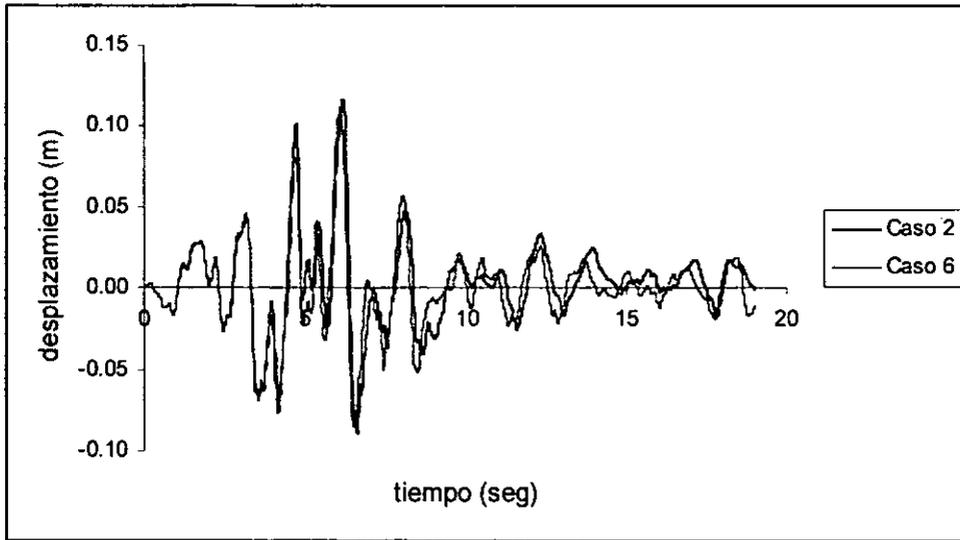


Fig. 8.36. Pila 5. Desplazamientos Longitudinales. Análisis Lineal y No Lineal.

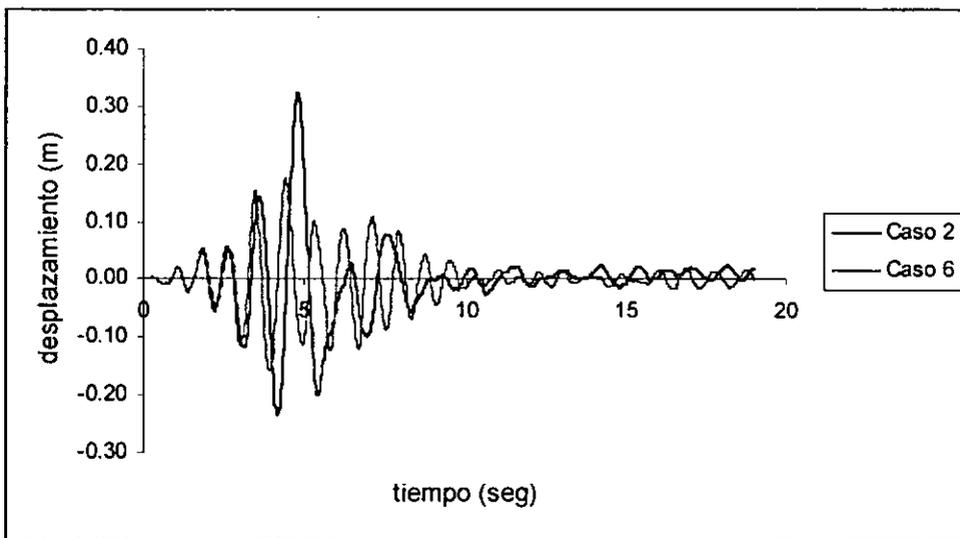


Fig. 8.37. Pila 5. Desplazamientos Transversales. Análisis Lineal y No Lineal.

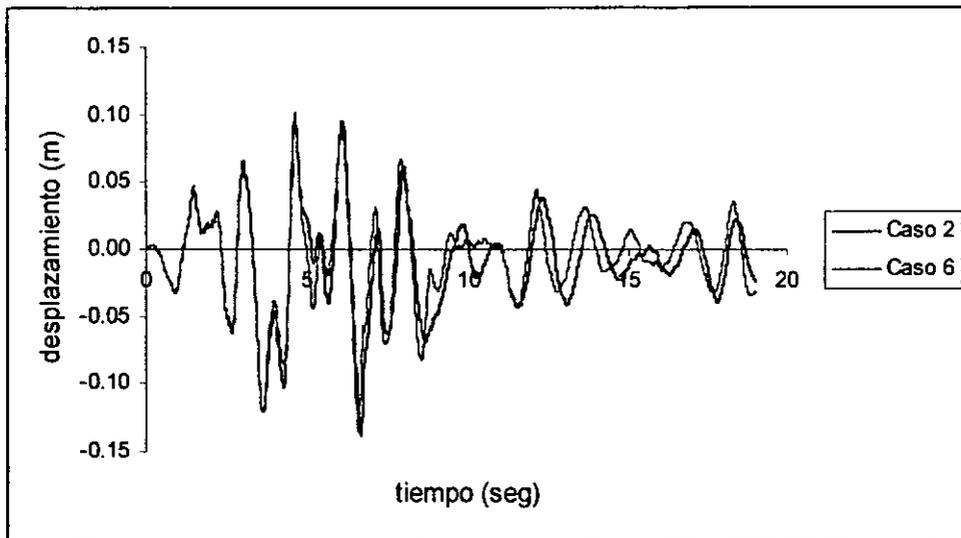


Fig. 8.38. Pila 7. Desplazamientos Longitudinales. Análisis Lineal y No Lineal.

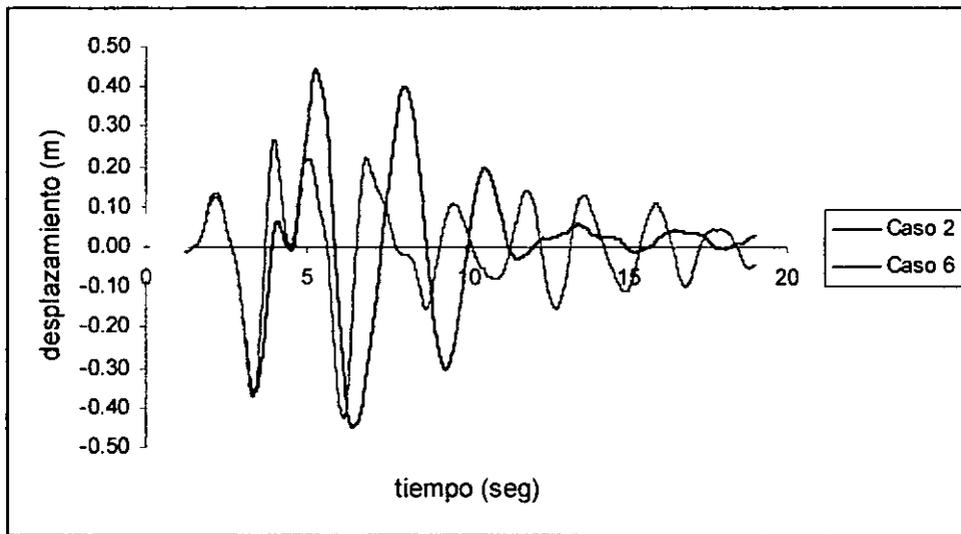


Fig. 8.39. Pila 7. Desplazamientos Transversales. Análisis Lineal y No Lineal.

CAPÍTULO 9

APLICACIÓN DEL METODO DEL EMPUJON A LA EVALUACIÓN SÍSMICA Y EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES BASADO EN DESEMPEÑO

9.1 Introducción

Los códigos actuales de diseño recomiendan para el análisis sísmico de estructuras el uso de métodos lineales, a pesar de que, los mismos aceptan que las estructuras puedan sufrir diferentes niveles de daño; es decir, comportamiento no lineal al ser sometidas a la acción de fuerzas sísmicas extremas. Ya que este tipo de análisis es, en general, insuficiente para describir con buena aproximación el comportamiento no lineal de las estructuras cuando se les somete a sismos intensos es necesario realizar análisis dinámicos no lineales paso a paso, con el inconveniente de que éstos involucran un proceso complejo y costoso.

No obstante, a casi tres décadas de investigación en el análisis sísmico no lineal de estructuras los métodos y procedimientos de análisis desarrollados necesitan aún de mejoras sustanciales antes de ser considerados en los reglamentos y en la práctica del diseño sísmico de estructuras. Hasta ahora los análisis dinámicos no lineales han sido restringidos a actividades de investigación y a un reducido número de aplicaciones particulares.

Ya que para fines prácticos los métodos y herramientas de análisis sísmico no lineal disponibles no representan una opción recomendable, recientemente ha resurgido el interés por el uso de procedimientos simplificados de análisis como el método del empujón, definido como el procedimiento de análisis sucesivos con el que se determinan las respuestas de una estructura a un sistema de cargas estáticas equivalentes a las sísmicas que se incrementan monótonamente hasta que ésta alcanza un estado límite preestablecido, (Lawson et al, 1994), y la evolución de éste en el Método del espectro de capacidad originalmente propuesto por Freeman (1975) para la evaluación sísmica rápida de instalaciones militares. En el Método del espectro de capacidad el comportamiento sísmico global de una estructura se aproxima a partir de una curva de capacidad obtenida de un análisis del empujón, la subsecuente transformación de esta curva a un sistema de coordenadas espectrales y su comparación con la demanda sísmica dada por un espectro de respuesta particular.

Las estructuras de puentes en apariencia son más simples que las de edificios, desafortunadamente esto ha llevado a una concepción errónea de ellas, ya que de hecho son estructuras complejas, las que no pueden analizarse con los mismos criterios y métodos usados en edificios. Algunas de las consideraciones en que se basa esta afirmación son que la respuesta sísmica de muchas estructuras de edificios, aún las de muchos pisos, es dominada por la contribución de su modo fundamental de vibrar; esto no ocurre con los puentes, los que puede tener contribuciones dominantes de otro modo que no es el fundamental, y algunas veces el modo dominante puede cambiar a medida que se presenta el daño en la estructura. Además, en una estructura de edificio la evolución de las formas modales debido a incursiones en el rango no lineal de comportamiento no produce cambios significativos en la distribución de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes; este no es el caso en estructuras de puentes donde los cambios en las formas modales pueden producir cambios importantes en la distribución de las fuerzas a medida que la estructura experimenta deformaciones no lineales concentradas en una o más pilas y/o marcos transversales. Con los métodos basados en la curva del empujón la configuración deformada de un marco de un edificio sometido a diferentes niveles de fuerzas sísmicas equivalentes puede ser definida aproximadamente con la deformación de un punto característico, a menudo escogido como la azotea del edificio. Sin embargo, para estructuras de puentes este no es el caso ya que el punto característico no puede ser definido tan claramente.

En esta tesis se consideran esos efectos, desarrollando un método aproximado de evaluación sísmica de estructuras de puentes que toma en cuenta explícitamente la contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar y la evolución de la distribución de las cargas sísmicas estáticas equivalentes a medida que se presentan efectos inelásticos en la estructura. La aplicabilidad del método se ilustra con los modelos de cuatro puentes de concreto reforzado sometidos a un registro real de un terremoto que representa la demanda sísmica asumida.

9.2. Método del espectro de capacidad

9.2.1. Antecedentes.

El método del espectro de capacidad fue introducido por primera vez en los años 70 como una herramienta de evaluación rápida en un proyecto piloto de vulnerabilidad sísmica de edificios en el astillero naval de Puget Sound (Freeman et al. 1975). En los años 80 el método fue usado como un procedimiento para encontrar una correlación entre los movimientos sísmicos del terreno y el comportamiento de los edificios (ATC-10). El método también fue incluido en un procedimiento de verificación del manual de guías de diseño sísmico de las fuerzas armadas de los Estados Unidos (Army 1986). Este procedimiento compara la capacidad de la estructura ante fuerzas laterales incrementales (curva del empujón) con las demandas sobre la estructura (espectro de respuesta). Para tomar en cuenta el comportamiento inelástico no lineal de la estructura, se aplica un valor de amortiguamiento al espectro de respuesta lineal elástico para imitar un espectro de respuesta inelástico.

Originalmente el método fue llamado “procedimiento de análisis dinámico rápido” debido a que estaba basado en cálculos aproximados para más de 80 edificios con limitaciones de tiempo y costo (Freeman, 1981). Este método llenaba un vacío entre los procedimientos estadísticos y un análisis estructural detallado. A mediados de los años 80, el profesor Peter Gengerly, de la Universidad de Cornell revisó el procedimiento y le dio un nombre, método del espectro de capacidad.

En su versión original este método ha sido usado para evaluar el comportamiento sísmico de marcos planos de edificios de baja a mediana altura (Correa 1993). Recientemente este método ha sido investigado y mejorado por diversos autores (Camilo 1995, Ye 1996 Fajfar y Gaspersic 1996) pudiéndose actualmente aplicar a marcos planos y tridimensionales de edificios de cualquier altura y, desde sus inicios ha sido incluido en diferentes códigos sísmicos en los Estados Unidos (ATC 1982; Army 1986, Army 1988 ATC 1991; NIST 1994; ATC 1996). Actualmente el Método del espectro de capacidad está siendo objeto de una revisión para su inclusión en el nuevo manual de análisis dinámico de instalaciones militares de las fuerzas armadas de los Estados Unidos (Freeman 1998).

El Método del espectro de capacidad se usa para aproximar los niveles de respuesta a los que una estructura estará sometida durante un terremoto. El concepto en que se basa el método es simple: la capacidad resistente a fuerzas laterales de una estructura es representada por una curva fuerza-desplazamiento obtenida de un análisis del empujón. Las demandas sísmicas son representadas por espectros de respuesta. Cuando ambas curvas se dibujan en el mismo sistema de coordenadas (S_a vs T), las relaciones entre demanda y capacidad llegan a ser aparentes. Si la curva de capacidad alcanza a cruzar el espectro de respuesta se considera que la estructura es capaz de resistir el sismo. La intersección de las dos curvas aproxima los niveles de respuesta y comportamiento de la estructura para el sismo considerado. Una vez que se ha determinado la curva de capacidad para una estructura ésta puede ser comparada rápidamente con una variedad de espectros de

respuesta de temblores. La curva de capacidad es independiente de la excitación sísmica por lo que es una característica propia de la estructura.

Las curvas de capacidad pueden ir desde bastante aproximadas hasta razonablemente exactas y detalladas dependiendo del nivel usado en el modelado de la estructura. Las curvas de demanda pueden variar desde espectros de diseño simples e idealizados hasta espectros de respuesta obtenidos de registros sísmicos de terremotos reales. Las demandas sísmicas se representan como una familia de espectros de respuesta para diferentes amortiguamientos con el objeto de representar diferentes demandas de ductilidad. Por ejemplo 5% de amortiguamiento representa una respuesta elástica lineal y 20% podría representar una respuesta a una ductilidad de desplazamiento cercana a 3.

9.2.2. Curva de Capacidad.

La curva de capacidad se determina al aplicar estáticamente a la estructura una distribución de fuerzas laterales que se incrementan monótonamente, y registrar tanto el desplazamiento de un punto característico de la estructura, Δ_k , como el coeficiente de corte basal, V/W , que definen la primera fluencia significativa de los elementos estructurales. Los elementos que han fluido son entonces liberados para modelar las articulaciones plásticas y se continúan aplicando fuerzas laterales incrementales hasta que se forma la curva de capacidad. Una vez conocido el desplazamiento del punto característico es posible aproximar el correspondiente desplazamiento de cada punto de la estructura con base en sus modos de deformarse. (ATC, 1982). Una vez que la curva de capacidad ha sido dibujada, es útil aproximarla por medio de una representación bilineal equivalente que establezca un punto efectivo de fluencia ($\mu=1$) y un límite inelástico efectivo.

Se pueden usar diferentes niveles de sofisticación en un análisis de empujón, los que van desde el uso de una distribución de fuerzas laterales proporcionales a las calculadas por los procedimientos estándar de los códigos hasta aplicar fuerzas proporcionales al primer modo del modelo elástico del edificio. Se puede añadir sofisticación, ajustando las fuerzas en cada incremento luego de la fluencia de los elementos, para que sean consistentes con la nueva forma modal de la estructura. Para edificios altos y estructuras de puentes se debe considerar los efectos de los modos superiores de vibración (Paret et. al. 1996, Requena 1999).

El método asume que la rigidez se reduce a un módulo secante global equivalente medido a la máxima excursión a lo largo de la curva de capacidad para cada ciclo de movimiento. Las coordenadas Δ_k vs V/W se convierten a desplazamientos espectrales (S_d) y aceleraciones espectrales (S_a), respectivamente usando los factores de participación modal (PF_{ij}) y las relaciones de pesos modales efectivas (α_j) determinadas de las características del modo fundamental de la estructura. Los valores de estas características cambian cuando ocurre daño en la estructura. Los períodos inelásticos equivalentes de vibración (T_j) en varios puntos a lo largo de la curva se calculan usando el módulo secante (Ec. 9.1):

$$T_j = 2\pi \sqrt{\frac{S_{di}}{S_{ai}g}} \quad (9.1)$$

Conocidos todos estos valores, el espectro de capacidad puede ahora dibujarse en las mismas coordenadas que el espectro de respuesta.

9.2.3. Curva de Demanda.

La curva de demanda es representada por espectros de respuesta, los que son representados para varios niveles de amortiguamiento; el espectro de respuesta para 5% de amortiguamiento es generalmente usado para representar la demanda cuando la estructura responde en forma elástica lineal, mientras que aquellos con amortiguamientos mayores se usan para representar espectros de respuesta inelásticos de manera de tomar en cuenta la respuesta no lineal de la estructura.

Los espectros de respuesta han sido dibujados tradicionalmente en coordenadas S_a vs T . Para ilustrar mejor las relaciones entre aceleraciones y desplazamientos, el sistema de coordenadas S_a vs T se convierte a un sistema de coordenadas definidas por S_a y S_d . Cuando los valores espectrales se representan en este espacio aceleración-desplazamiento, el comportamiento de estructuras de diferentes periodos fundamentales se representan por medio de líneas radiales que confluyen en el origen.

9.2.4. Capacidad y Demanda

Cuando el espectro de capacidad y el espectro de demanda han sido definidos en el mismo sistema de coordenadas ambos pueden dibujarse en el mismo gráfico. Si la curva de capacidad cruza la curva de demanda la estructura sobrevive el sismo. La intersección entre la curva de capacidad y la curva de demanda amortiguada apropiadamente representa el punto de respuesta inelástica de la estructura.

9.2.5. Desarrollos basados en el Método del espectro de capacidad.

En los últimos años ha surgido un interés por los métodos de análisis y diseño basados en desempeño. Diversos autores han investigado y desarrollado métodos que tratan de mejorar el método original del espectro de capacidad. Algunos de los desarrollos más importantes se mencionan a continuación.

Camilo (1995) modificó el 5% y el 10% de amortiguamiento usados para los rangos elástico e inelástico de comportamiento definidos por Freeman, por amortiguamientos en función de la ductilidad global esperada de la estructura, definido a partir del método de Energía Geométrica propuesto por Iwan y Gates (1979).

Ye. (1996), propuso una modificación al procedimiento original del Método del espectro de capacidad que evita el uso del espectro de demanda para determinar el punto de

comportamiento. Esta modificación consiste en calcular directamente el punto de comportamiento, ubicando en el espectro de capacidad el desplazamiento máximo absoluto del sistema de un grado de libertad.

Fajfar y Gaspersic. (1996) propusieron un método denominado N2 que consiste en un análisis no lineal simplificado del todo similar al Método del espectro de capacidad y que, al igual que este, puede ser aplicado a la evaluación de edificios nuevos y existentes. La contribución que han hecho los autores al método original es el asumir que la estructura se deforma lateralmente en una forma conocida.

La aplicación de todos estos métodos permite estimar el comportamiento no lineal de estructuras de baja a mediana altura. Para aplicarlos a estructuras de altura considerable o a estructuras especiales como las de puentes, en las que la contribución de los modos superiores puede llegar a ser importante, es necesario tomar en cuenta esa contribución en la determinación de la forma asumida de los desplazamientos laterales y de la distribución de cargas estáticas equivalentes con las que se empujará la estructura. Estas consideraciones no han sido tomadas en cuenta en forma explícita por ninguno de los métodos que se han propuesto hasta ahora.

9.2.6. Aplicación de Métodos Basados en el Análisis de Empujón a Estructuras de Puentes.

La aplicación de métodos derivados del Método del espectro de capacidad, propuesto originalmente por Freeman (1975), a estructuras de puentes ha sido recientemente investigada por Imbsen, Liu y Neuenhofer (1997), Fajfar, Gaspersic y Drobnic (1997) y Fajfar y Gaspersic (1998). Estos últimos autores adaptaron el método N2, mencionado anteriormente, para el análisis simplificado de estructuras de puentes. Un método similar ha sido propuesto por Calvi y Kingsley (1995); sin embargo, en este método, el sistema inelástico es modelado con un sistema elástico equivalente.

Los inconvenientes encontrados en la aplicación de estos métodos a estructuras de puentes se encuentran en la definición de las cargas a ser usadas para empujar la estructura y en la manera en que se consigue el punto de comportamiento. Estos temas no son reconocidos por los autores mencionados anteriormente.

El desempeño sísmico de una estructura usando métodos basados en la curva del empujón es función de la distribución asumida de las cargas laterales usadas para empujar la estructura. En la aplicación correcta de estos métodos esta distribución de cargas debería corresponder a una forma deformada derivada de los modos de vibración de la estructura, los que pueden variar sustancialmente a medida que la estructura entra en el rango inelástico de comportamiento al incrementarse las fuerzas sísmicas. El empujar la estructura con cualquier otra distribución de cargas también permitirá su reducción a un sistema equivalente de un grado de libertad, pero no reproducirá correctamente su comportamiento.

Una característica de muchas estructuras de puentes es que los modos superiores pueden contribuir significativamente a su respuesta; este hecho no ha sido considerado en los trabajos previos y, cómo será mostrado más adelante en este capítulo, juega un papel muy importante en la validez del método.

Los métodos usados hasta ahora requieren del uso de un espectro de demanda sísmica para encontrar el punto de comportamiento. En principio, este punto debería definirse usando una curva de comportamiento para el sistema equivalente de un grado de libertad derivada de la curva de capacidad de la estructura y un valor esperado de un índice de desempeño, que no se conoce. Bajo estas condiciones la determinación del punto de comportamiento involucra un procedimiento iterativo.

9.3. Procedimiento de Análisis y Diseño Basado en Comportamiento.

Del estudio del estado del arte sobre procedimientos de análisis y diseño basados en comportamiento para estructuras de puentes de múltiples grados de libertad se encuentra que éstos, en general, involucran las siguientes dos tareas:

1. Determinar la capacidad de deformación y la resistencia correspondiente para la formación secuencial de los eventos asociados a estados límites (e.g. aparición de articulaciones plásticas, desplazamientos máximos, etc.) y la consecuente redistribución de las fuerzas sísmicas que actúan sobre el puente.
2. Determinar la demanda sísmica usando espectros de respuesta de desplazamientos. Para un sistema de un grado de libertad, cuya relación fuerza-desplazamiento no lineal es el resultado del paso 1, el espectro de respuesta produce o el desplazamiento máximo (i.e., la demanda de ductilidad para una resistencia requerida) o la demanda de resistencia para una ductilidad requerida.

En esta tesis se propone que estas dos tareas sean integradas para desarrollar un método de evaluación sísmica para estructuras tridimensionales de puentes. Esta integración se puede llevar a cabo a través del uso del concepto de la curva de comportamiento del empujón, en el que la estructura general de múltiples grados de libertad se reduce sistemáticamente a un sistema dinámico no lineal de un grado de libertad.

Dentro de esta metodología, el análisis de empujón es la herramienta que permite la reducción de una estructura tridimensional de puente, a través de la identificación evento a evento de los diferentes estados límites, a un sistema equivalente de un grado de libertad con una relación fuerza-desplazamiento no lineal. La distribución de fuerzas laterales con las que se empuja la estructura debe estar basada en los modos de vibrar de la estructura; de manera de reproducir en la forma más exacta posible el comportamiento real de la misma.

9.3.1. Sistema Equivalente de un Grado de Libertad

El concepto de sistemas equivalentes de un grado de libertad viene de la hipótesis de que la estructura se deforma principalmente en una forma proporcional a un modo dominante con

un perfil de desplazamientos relativamente constante. Si este perfil de desplazamientos es conocido, es posible expresar los desplazamientos de los nudos de la estructura del puente en términos de ese perfil y de un desplazamiento de un punto de referencia conocido como punto característico.

Las propiedades del sistema equivalente de un grado de libertad se determinan con base en un comportamiento característico fuerza-desplazamiento no lineal del sistema de múltiples grados de libertad, obtenido de un análisis de empujón del modelo de la estructura del puente. En principio se podría escoger cualquier distribución de fuerzas y cualquier desplazamiento característico, pero con la elección arbitraria de ellos el comportamiento fuerza-desplazamiento puede no ser apropiado ya que el mismo depende de la selección adecuada de una distribución de cargas laterales y de un punto característico donde se van a registrar los desplazamientos.

Para estructuras de edificios la fuerza característica es el cortante basal, mientras que el desplazamiento característico es el de la azotea. En esta tesis se propone que para estructuras de puentes el valor representativo para las fuerzas sea la suma de todas las fuerzas laterales (fuerza total), mientras que la elección del punto característico, donde se debe registrar el desplazamiento, dependerá del sistema estructural empleado, pero siempre tratando de escoger aquel donde se refleje mejor el comportamiento inelástico de la estructura. En esta investigación, como una regla general, se ha considerado una elección apropiada un punto sobre el tablero, que puede ser aquel donde se presenta el desplazamiento máximo. La elección de una forma desplazada, que determina la distribución de carga, y del punto característico influyen la relación fuerza-desplazamiento (Fajfar et al. 1997). Claramente, las características del sistema equivalente de un grado de libertad, que se basan en esas relaciones también difieren. Es de hacer notar que las formas asumidas del desplazamiento también influyen la distribución de las fuerzas internas y del daño en los elementos. Afortunadamente el rango de hipótesis razonables es relativamente estrecho y, dentro de este rango, diferentes hipótesis producen resultados similares.

9.3.2. Análisis de Empujón

Los análisis de empujón pueden realizarse automáticamente usando cargas incrementales o factores de desplazamiento en un programa de análisis no lineal. Este es el caso de los principales programas de elementos finitos de propósito general como ANSYS, ABAQUS, ADINA, etc. o de programas de análisis estructural como DRAIN, ANSR, IDARC, CANNY, RUAUMOKO, etc. Algunos programas populares de análisis lineal como el SAP2000 han desarrollado opciones para análisis de empujón de una manera sencilla. Esto refleja el interés y popularidad del método. El programa desarrollado en esta tesis tiene la opción de realizar análisis de empujón tanto de fuerzas como de desplazamientos controlados.

Los análisis de empujón también pueden efectuarse manualmente usando un programa de análisis elástico. En este caso el análisis de empujón se realiza de acuerdo a los siguientes pasos:

1. Se aplican fuerzas laterales hasta que la capacidad disponible se exceda en algún miembro.
2. Se reemplaza la conexión rígida en esa ubicación por una articulación y una acción aplicada correspondiente a la capacidad que se haya excedido en el miembro. Esto es equivalente a usar un modelo elástico perfectamente plástico. El endurecimiento por deformación puede introducirse (a) usando la opción de liberación de momento en algunos programas, (b) reduciendo la longitud de brazo rígido en la junta específica, o (c) reduciendo la rigidez del miembro en el extremo correspondiente a la junta que fluyó.
3. Se aplican nuevamente fuerzas laterales hasta que la capacidad se exceda en otro miembro y se asignan nuevas rigideces de acuerdo al paso 2. Se actualizan las fuerzas internas y desplazamientos.
4. Se repite el paso 3 hasta que se alcance el estado límite seleccionado

9.3.3. Cargas equivalentes en el análisis sísmico de empujón.

Los códigos de diseño sugieren y aceptan la sustitución del análisis sísmico dinámico de una estructura por un análisis estático lineal con cargas laterales equivalentes.

El uso de cargas laterales estáticas equivalentes a las sísmicas ofrece la posibilidad de evaluar el comportamiento sísmico no lineal de estructuras de concreto reforzado a través de un análisis del empujón. Con este tipo de análisis se puede determinar la capacidad sísmica de estructuras, sus posibles modos de falla y, usando conceptos de la dinámica estructural, evaluar su comportamiento sísmico no lineal para una demanda sísmica dada.

En la aplicación de un análisis del empujón no es necesario conocer la magnitud de las cargas estáticas equivalentes, ya que no se conoce la demanda sísmica real en una estructura que responde en el rango no lineal de comportamiento. Sin embargo, es importante conocer la distribución de estas cargas, ya que ésta es determinante en la equivalencia de los resultados de la estructura ante sismo y los obtenidos a partir del sistema de cargas equivalentes. Distintos investigadores (Valles et. Al, 1996; Freeman, 1994) han propuesto distribuciones empíricas de carga, sin embargo para que los resultados de un análisis del empujón sean comparables con el comportamiento sísmico real de las estructuras es necesario que las distribuciones de las cargas estáticas equivalentes sean definidas de acuerdo con los conceptos de la dinámica estructural.

En el caso de puentes regulares, en los que la respuesta está dominada por el modo fundamental de vibración, se puede usar una distribución determinada con el modo fundamental de vibrar de la estructura la cual es aceptable ya que, para fines prácticos, es semejante a la que se obtendría de una formulación rigurosa.

Para ciertos tipos de puentes en los que los efectos de los modos superiores sobre la respuesta de la estructura pueden ser de gran importancia, se requiere usar distribuciones de carga que consideren en su definición la contribución de los modos superiores de vibrar, por lo que es necesaria una formulación que considere esos efectos. En esta tesis se evalúan dos criterios para definir la distribución de las cargas equivalentes.

9.3.3.1. Distribución de Cargas Laterales determinada con base en la dinámica estructural.

En este caso se definen las fuerzas sísmicas equivalentes de una forma similar a la usada por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-93) y otros reglamentos para definir las fuerzas equivalentes a las sísmicas requeridas por el método estático de análisis sísmico de estructuras.

Si se considera la contribución de un solo modo, la distribución de cargas equivalentes se calcula de la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i} V \quad (9.3)$$

donde

- F_i = fuerza lateral correspondiente al nodo i
- m_i = masa correspondiente al nodo i
- ϕ_i = forma modal fundamental
- V = cortante basal o fuerza total de la estructura
- N = número de nodos

Al utilizar este criterio de distribución de cargas laterales en el método propuesto en esta investigación se busca determinar qué tanto influye el no considerar los modos superiores en la respuesta total de la estructura.

Para incluir la contribución de los modos superiores en la distribución de las cargas estáticas equivalentes, se usa una generalización del método estático, (Freeman, 1994). En esta formulación el efecto de los modos superiores en la distribución de las cargas estáticas equivalentes se incluye mediante la combinación de las cargas correspondientes a los modos considerados en el análisis. La regla de combinación usada es la de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) (Chopra, 1995).

Se puede demostrar que la distribución de las cargas laterales considerando los modos superiores se puede calcular de:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N \left(\frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \right)^2 \phi_{ij} S_{aj} m_i} \quad (9.4)$$

donde

m_k = masa del nodo k

ϕ_{kj} = forma modal correspondiente al modo j

S_{aj} = aceleración espectral en el modo j

9.3.3.2. Distribución de Cargas Laterales utilizando un modo “equivalente” de vibrar.

Valles et al (1996) propuso una formulación que incluye el efecto de los modos superiores a través de un modo fundamental “equivalente”. Este modo fundamental equivalente se determina a través de una combinación de modos de vibrar usando la regla SRSS, es decir,

$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad (9.5)$$

donde

Γ_j = factor de participación del modo j definido como

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \quad (9.6)$$

La ecuación que define la distribución de cargas estáticas equivalentes es

$$F_i = \frac{m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{k=1}^N m_k \bar{\phi}_k} V \quad (9.7)$$

Para determinar el cortante basal (V) en la Ec. 9.7 se utiliza un espectro plano de aceleración espectral. Esta es una limitante de la formulación propuesta por Valles, ya que si se utiliza un espectro de diseño no resulta tan clara la manera de calcular el cortante basal de la estructura considerando la contribución de los modos superiores.

9.4. Método de Evaluación de Estructuras de Puentes Basado en Comportamiento.

En esta tesis se propone un método de evaluación basado en comportamiento. La idea al proponer este desarrollo es la de contar con un método sencillo de análisis para estructuras de puentes con el cual se pueda obtener información, aunque sea de manera aproximada, sobre el comportamiento inelástico de estas estructuras cuando son sometidas a terremotos, y sobre su posible o posibles mecanismos de falla. La mayoría de los diseños de estructuras de puentes se realizan considerando un comportamiento lineal, tomando en cuenta el efecto de los sismos por medio de cargas estáticas equivalentes por lo que de estos análisis no es posible obtener información confiable acerca de la respuesta inelástica de la estructura. Por otro lado, un análisis no lineal tridimensional paso a paso es bastante complejo y costoso, por lo que sólo se justifica en ciertas investigaciones que requieran resultados refinados.

El método propuesto es una variante del Método del espectro de capacidad, sin embargo difiere de éste en que no es necesario comparar la curva de capacidad de la estructura con el espectro de demanda para determinar el punto de comportamiento. En este método la estructura original de varios grados de libertad se transforma a un sistema de un grado de libertad el que se somete a uno o varios registros sísmicos, obteniéndose su desplazamiento máximo y, con base en éste, se determina el punto de comportamiento del sistema de múltiples grados de libertad.

A diferencia de los métodos presentados por otros autores, el procedimiento propuesto en esta tesis incluye el efecto de la variación de las cargas sísmicas debido al cambio de rigidez a medida que aparecen efectos inelásticos en la estructura y el efecto de la participación de los modos superiores para determinar el comportamiento sísmico del puente.

El procedimiento propuesto para calcular aproximadamente el comportamiento sísmico de puentes involucra los siguientes pasos:

1. Se determina una distribución de cargas laterales equivalentes al modo o modos de vibrar que más contribuyen a la respuesta de la estructura de acuerdo a los criterios mencionados anteriormente.
2. Con la distribución de cargas obtenida en el paso 1 se realiza un análisis estático no lineal en el que la estructura de varios grados de libertad se empuja monótonamente hasta alcanzar un estado límite preestablecido (Fig. 9.1).

Ya que durante el proceso del empujón la estructura experimenta deformaciones no lineales que modifican sus propiedades dinámicas, es necesario actualizar durante el análisis la distribución de cargas estáticas equivalentes empleada. Con los resultados de este análisis se construye la curva cortante basal (V) contra desplazamiento de un punto característico de la estructura (Δ_k), a la que se denomina curva de capacidad.

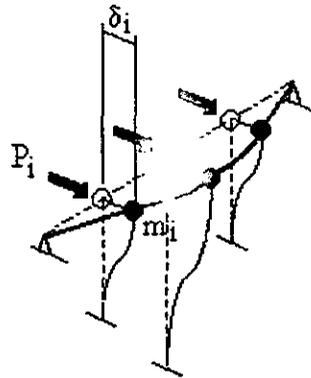


Fig. 9.1. Análisis de Empujón del Sistema de Múltiples Grados de Libertad

- La curva de capacidad obtenida en el paso anterior se aproxima con otra de forma más simple, por ejemplo de forma bilineal; esta curva simplificada se transforma mediante ecuaciones de la dinámica estructural a un espacio espectral de pseudoaceleraciones (S_a) contra desplazamientos (S_d), convirtiéndose así en la curva de comportamiento del primer modo de un sistema de un grado de libertad equivalente a la estructura de varios grados de libertad. Esta transformación se realiza de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_j W} \quad (9.8)$$

$$S_d = \frac{\Delta_k}{PF_{ij}} \quad (9.9)$$

donde

PF_{ij} = factor de participación modal para el punto i en el modo j

$$PF_{ij} = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \phi_{ij} \quad (9.10)$$

α_j = factor de participación del cortante basal para el modo j

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \right] \left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \quad (9.11)$$

Δ_k = desplazamiento del punto característico k
 W = peso total de la estructura

4. La matriz de masas de la estructura de varios grados de libertad se transforma en la del sistema equivalente de un grado de libertad. En la transformación de la matriz de masas debe tomarse en cuenta el criterio de distribución de cargas equivalentes seleccionado. Si se usa el criterio del método estático (para uno o varios modos),

$$m^1 = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2 \quad (9.12)$$

y si se usa el modo “equivalente” propuesto por Valles,

$$m^1 = \sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i^2 \quad (9.13)$$

donde

m^1 = masa modal correspondiente al modo equivalente.

5. Se determina la curva cortante modal (V_m) contra desplazamiento espectral (S_d), multiplicando la masa modal del paso 4 por la aceleración espectral (S_a) obtenida en el paso 3. Esta curva representa el comportamiento carga-deformación del sistema de un sólo grado de libertad correspondiente al modo fundamental de la estructura. De esta curva se pueden calcular directamente las rigideces elástica e inelástica del sistema, así como la fuerza de fluencia necesaria para poder efectuar el análisis dinámico del sistema de un grado de libertad equivalente.
6. En el caso de haberse usado una distribución de carga calculada considerando los modos superiores, para calcular la curva cortante modal (V_m) contra desplazamiento espectral (S_d) a partir de la curva de capacidad que considera la contribución de modos superiores, sólo se toma en cuenta la contribución del modo dominante. El procedimiento empleado para extraer la curva de capacidad para ese modo es el siguiente:
- La curva de capacidad original se aproxima con líneas rectas, con lo que se pueden definir los puntos correspondientes a la primera fluencia, a la capacidad última y a otros estados intermedios de interés en el comportamiento de la estructura (fig 9.2).
 - Para definir los tramos de la curva de capacidad correspondiente al primer modo, curva O-A'-B'-C'-D' en la fig 9.2, es necesario transformar las coordenadas de los puntos de la curva de capacidad en la que se considera la contribución de los modos superiores, curva O-A-B-C-D, con las siguientes ecuaciones considerando las características dinámicas de la estructura correspondientes a cada tramo

$$\Delta_1 = \alpha_1 \Delta \quad (9.14)$$

$$V_{\text{basal}}^{(\text{modo } 1)} = \alpha_1 V_{\text{basal}}^{(\text{modo } N)} \quad (9.15)$$

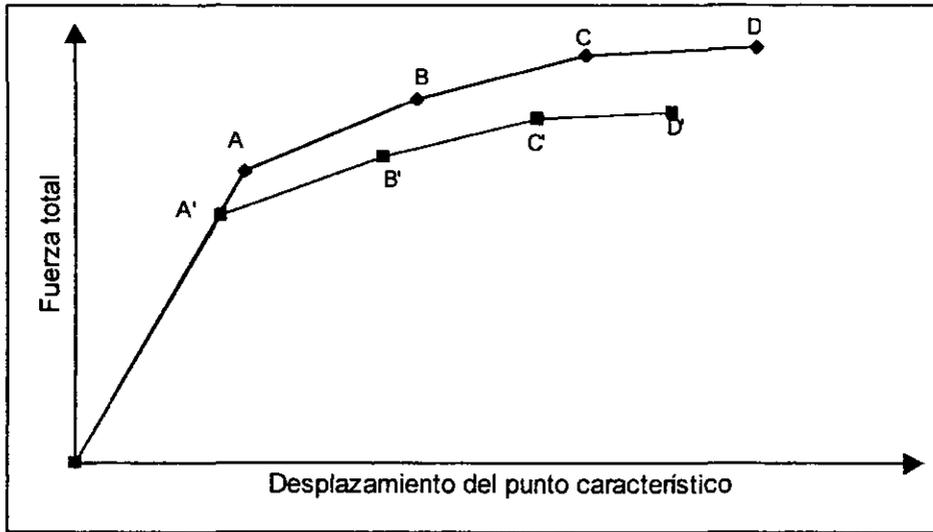


Fig 9.2. Curva de Capacidad Idealizada.

7. Se realiza el análisis dinámico no lineal paso a paso del sistema equivalente de un grado de libertad usando como demanda uno o varios registros sísmicos, obteniéndose el desplazamiento máximo (S_d) que representa, en el espacio cortante basal-desplazamiento de punto característico, el punto de comportamiento de la estructura.
8. Se transforma el desplazamiento máximo del sistema de un grado de libertad, obtenido en el paso 7, en el punto de comportamiento de la estructura de varios grados de libertad mediante las siguientes ecuaciones aplicadas a cada tramo de la curva, tomando en cuenta el criterio de cálculo de distribución de cargas seleccionado:
 - Criterio de distribución estática de las cargas considerando el modo fundamental de vibrar

$$\Delta_k = S_d PF_{k1} \quad (9.16)$$

- Criterio de distribución estática de las cargas considerando la contribución de todos los modos de vibración.

$$\Delta_k^{(\text{modo } 1)} = S_d PF_{k1} \quad (9.17)$$

$$\Delta_k^{(\text{modo } N)} = \frac{\Delta_k^{(\text{modo } 1)}}{\alpha} \quad (9.18)$$

donde

$\Delta_k^{(\text{modo } 1)}$ = desplazamiento del punto característico k correspondiente al segmento considerado de la curva de la fig 9.2

Este proceso se debe hacer para cada rama idealizada de la curva de comportamiento.

- Criterio de distribución de cargas usando el modo “equivalente” (Valles et al, 1996)

$$\Delta_k^{(\text{modo } N)} = S_d PF_{kl} \quad (9.19)$$

donde

Δ_k = desplazamiento del punto característico k para la estructura de varios grados de libertad

$\Delta_k^{(\text{modo } 1)}$ = desplazamiento del punto k considerando sólo la contribución del modo fundamental

$\Delta_k^{(\text{modo } N)}$ = desplazamiento del punto característico k considerando la contribución de los modos superiores

9. Se realiza un nuevo análisis del empujón hasta el desplazamiento máximo del punto característico (Δ_k) obtenido en el paso 7. Los resultados de este análisis son una aproximación a los que se obtendrían de realizar un análisis dinámico no lineal.

9.5. Ejemplos de Aplicación.

Para ilustrar la aplicación del método a estructuras de puentes se evalúa una estructura típica de puente diseñada de acuerdo con códigos vigentes (Priestley et al 1995) utilizando cuatro diferentes distribuciones de rigideces. La estructura estudiada es de concreto reforzado con cuatro claros, tres pilas y dos estribos. En el caso 1 se supone que la estructura es asimétrica, con las dos pilas externas teniendo la misma sección, pero diferente refuerzo y altura. El caso 2 estudia el mismo puente, pero ahora con una distribución simétrica de rigideces, es decir, las pilas externas son idénticas. Los casos 3 y 4 estudian la misma estructura del caso 1, pero con la inclusión de aisladores elastoméricos entre la superestructura y las pilas y estribos para estudiar el caso de estructuras de puentes en las que se usan dispositivos de aislamiento y/o disipación. El caso 3 supone que todos los aisladores pueden tener comportamiento no lineal; el caso 4 asume que los aisladores en los estribos permanecen elásticos durante el análisis. Para todos los casos se considera para la superestructura un comportamiento elástico lineal, las pilas y aisladores con comportamiento no lineal, se desprecia la flexibilidad del suelo y los estribos se toman como infinitamente rígidos para esta fase de evaluación. Se supone también que el peso tributario para cada pila es de 2250 Kips (10000 KN), mientras que para los estribos es 1125 Kips (5000KN), y se usa como demanda sísmica la componente EW del registro SCT del terremoto de Michoacán en 1985.

9.5.1. Caso 1. Puente Asimétrico.

El puente de la Fig. 9.3 es un puente de concreto reforzado diseñado de acuerdo a una norma sísmica vigente. La estructura tiene cuatro claros, con tres pilas de altura irregular y dos estribos, los que se consideran rígidos.

La superestructura es una viga en cajón. Todas las pilas tienen secciones transversales iguales pero con diferente refuerzo (Fig. 9.4). Los momentos de fluencia, las fuerzas cortantes de fluencia en la parte superior de las pilas y las rigideces secantes a la fluencia se muestran en la tabla 9.2.

La Fig. 9.5 muestra el modelo usado para la aplicación del método; la superestructura se modela con elementos lineales elásticos y la rigidez lateral de las pilas es modelada por medio de resortes inelásticos con un comportamiento elasto-plástico. Para explicar la evolución de la distribución de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes en el análisis de empujón, la Fig. 9.6 muestra como la forma modal fundamental cambia a medida que el cortante basal se incrementa durante el análisis. Para este puente en particular, el factor de participación del modo fundamental es dominante al compararlo con los factores de participación de los modos superiores y no cambia significativamente durante el proceso del empujón.

La Fig. 9.7 muestra la evolución de la distribución de las fuerzas laterales considerando la contribución de todos los modos. Usando el procedimiento descrito anteriormente, el modelo de puente mostrado en la Fig. 9.3 fue empujado, hasta obtener la curva de capacidad mostrada en la Fig. 9.8; en esa misma figura se muestra la idealización bilineal usada en este caso. La curva de comportamiento correspondiente para el sistema equivalente de un grado de libertad en el espacio de coordenadas espectrales S_a vs S_d se muestra en la Fig. 9.9. El punto de comportamiento del sistema de un grado de libertad, al ser sometido a la demanda sísmica escogida también se muestra en la misma figura.

Tabla 9.1. Características de las Pilas.

Pila	M _{py}	V _{py}	K _{py}
1	25700 kip-ft (34790 kNm)	560 kips (2485 kN)	2108 kips/ft (30700 kN/m)
2	12855 kip-ft (17395 kNm)	560 kips (2485 kN)	8537 kips/ft (124400 kN/m)
3	38565 kip-ft (52185 kNm)	560 kips (2485 kN)	937 kips/ft (13650 kN/m)

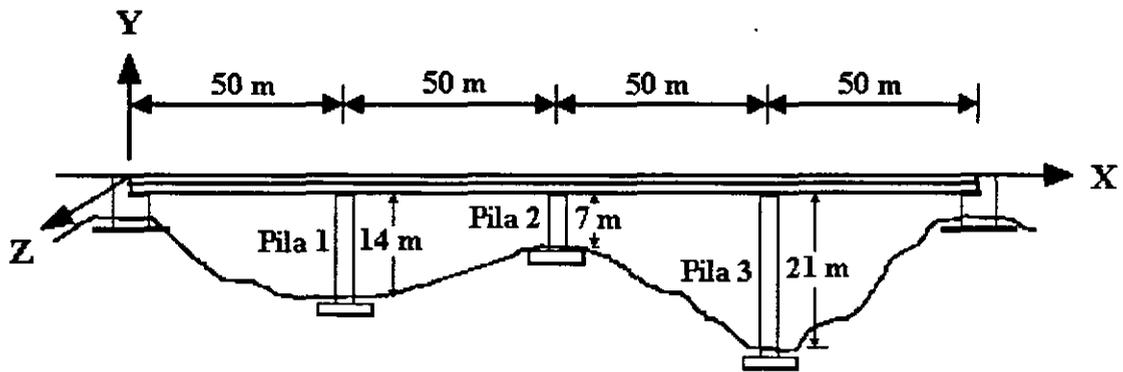


Fig. 9.3. Geometría del Puente Estudiado

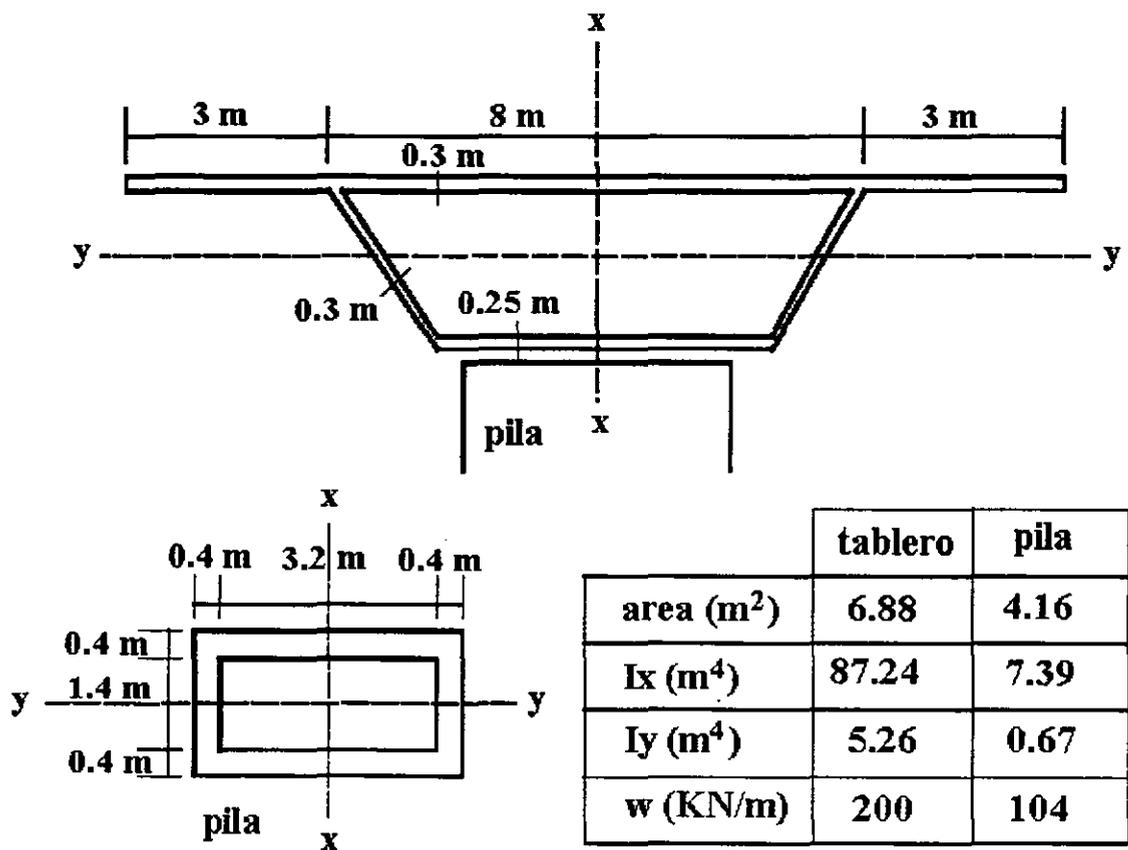


Fig. 9.4. Secciones Transversales del Tablero y las Pilas

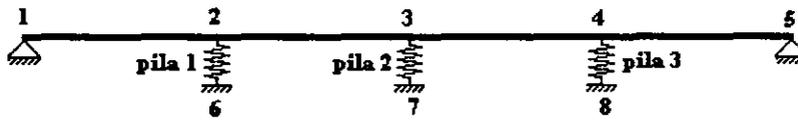


Fig. 9.5. Modelo Analítico del Puente

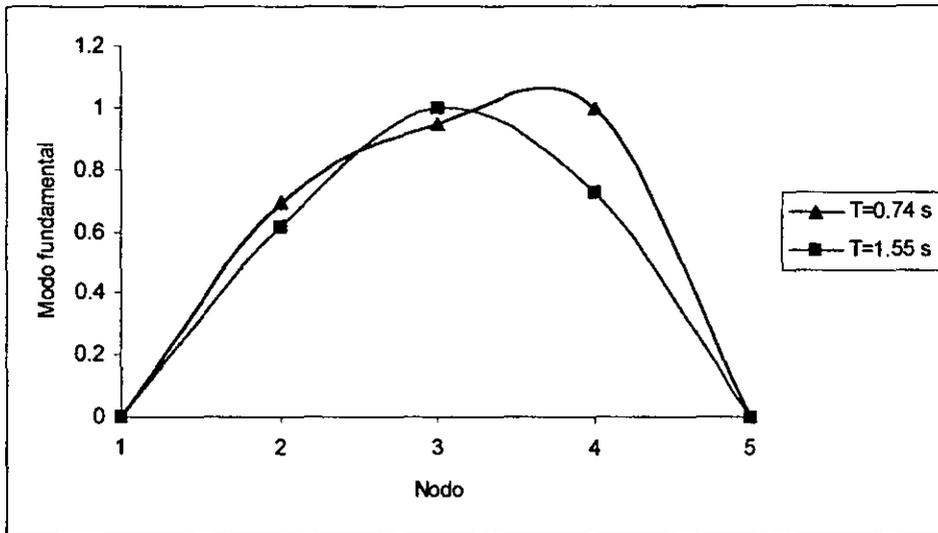


Fig. 9.6. Variación de la Forma Modal. (Caso 1).

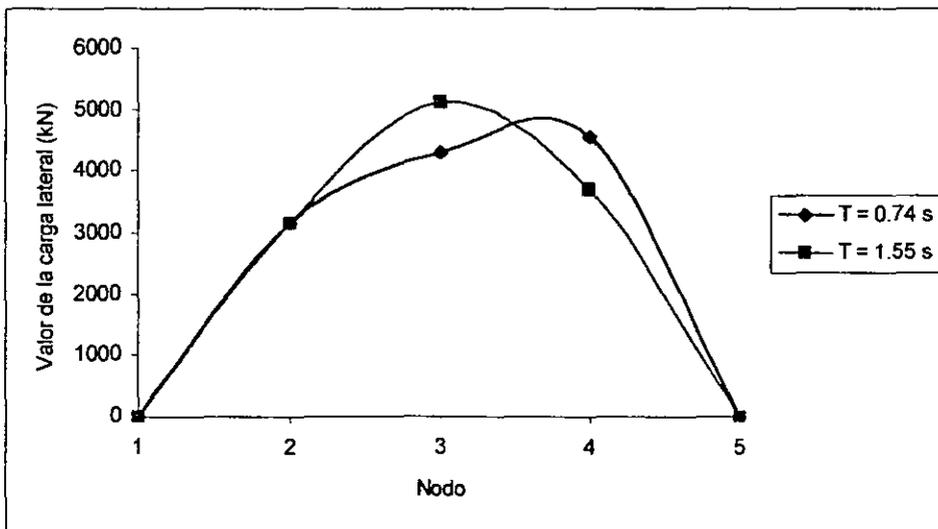


Fig. 9.7. Evolución de la Distribución de Fuerzas Laterales Equivalentes (Caso 1)

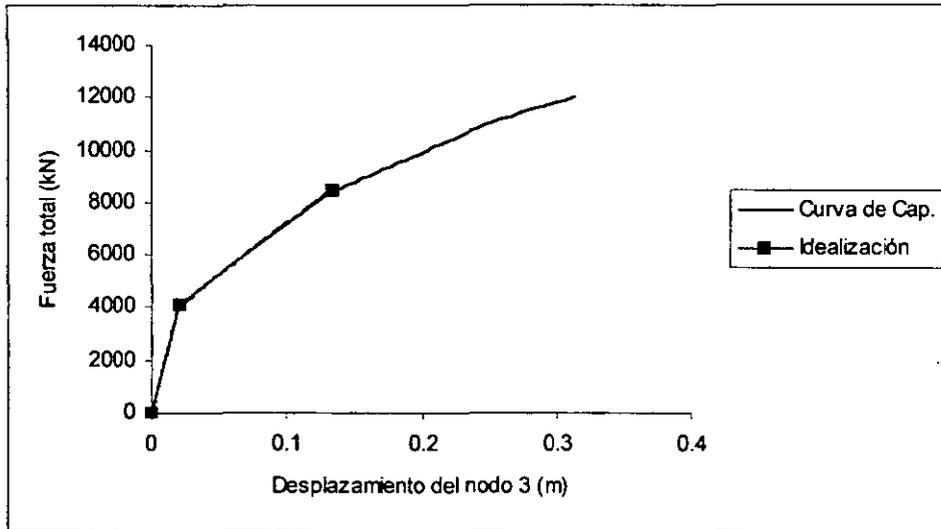


Fig. 9.8. Curva de Capacidad e Idealización (Caso 1)

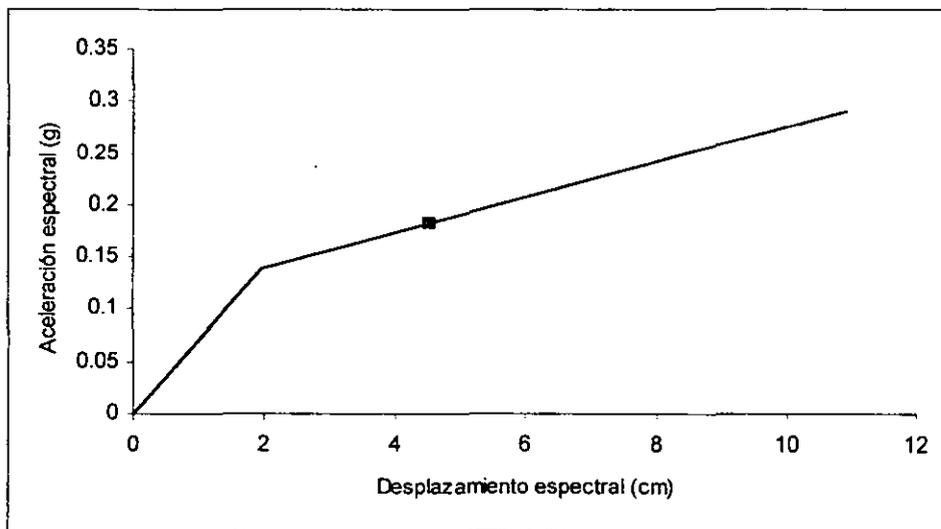


Fig. 9.9. Curva de Comportamiento del Sistema de un Grado de Libertad (Caso 1).

El punto de comportamiento en la curva de capacidad de la estructura se obtiene usando el procedimiento aplicado para derivar la curva de comportamiento del sistema de un grado de libertad, pero en forma inversa. Una vez que este punto ha sido determinado, el estado de desempeño sísmico de la estructura se obtiene al empujarla de nuevo hasta el punto de comportamiento o, rescatando el estado de deformación de los resultados del análisis del empujón realizado previamente si ellos han sido, de alguna manera, almacenados.

Para evaluar la confiabilidad de los resultados aproximados, la comparación con los resultados “exactos” provenientes de un análisis no lineal paso a paso se muestra en la Fig. 9.10. De los resultados mostrados es evidente la exactitud del método para esta estructura.

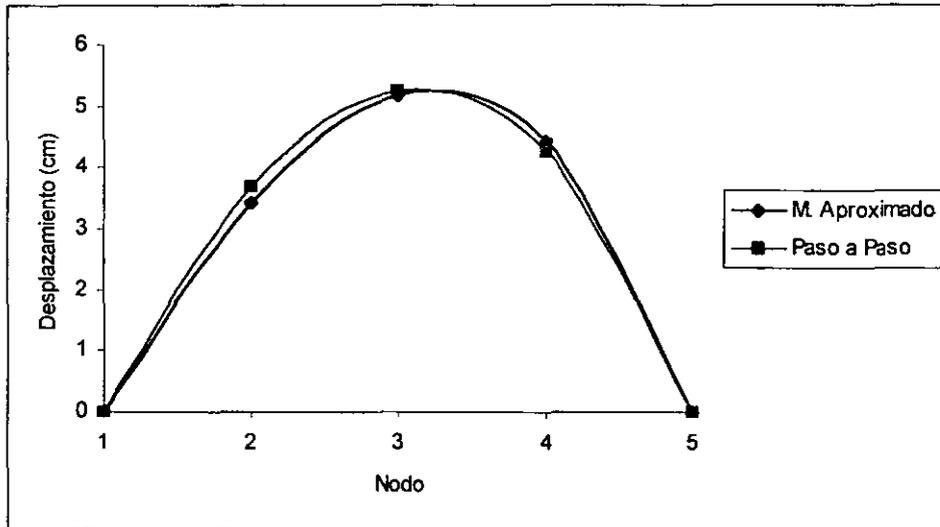


Fig. 9.10. Comparación de Resultados. (Caso 1)

9.5.2. Caso 2. Puente Simétrico.

Se estudió la misma estructura de puente, pero ahora suponiendo que la pila 1 tenía las mismas características que las de la pila 3, de manera de que la estructura fuera completamente simétrica (Fig. 9.11). Se esperaba que los resultados obtenidos con el método propuesto fueran mejores a los anteriores dada la simetría total de la estructura. Se aplicó el método propuesto al modelo analítico del puente y se obtuvieron los siguientes resultados:

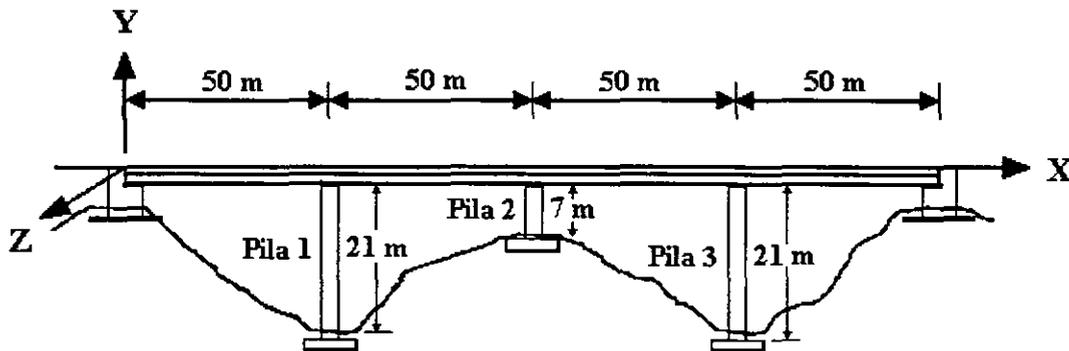


Fig. 9.11. Modelo de Puente Simétrico (Caso 2)

La Fig 9.12 muestra la variación de la forma modal dominante, que en este caso particular es el modo fundamental de vibración de la estructura, y en la Fig 9.13 se muestra la correspondiente variación de la distribución de las cargas laterales equivalentes. Es importante notar que en este caso, dada la simetría de la estructura, las formas modales y la distribución de cargas también son simétricas; además la participación del modo fundamental de vibrar a la respuesta de la estructura es dominante al compararlo con los modos superiores de vibración..

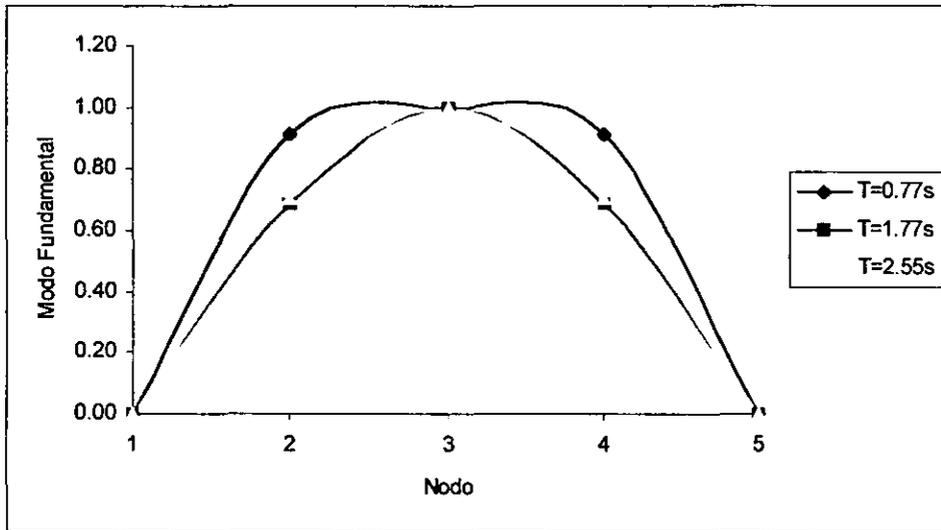


Fig. 9.12. Variación de la Forma Modal (Caso 2)

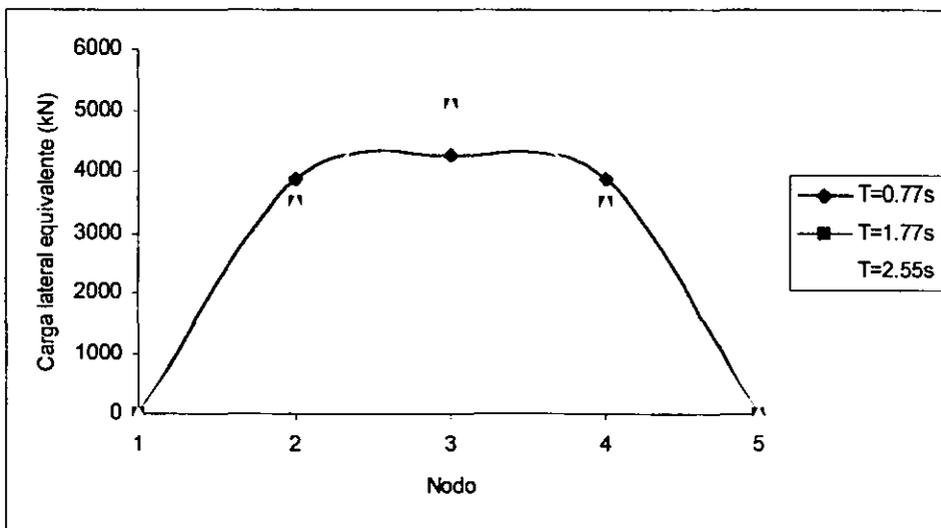


Fig. 9.13. Evolución de la Distribución de Fuerzas Laterales Equivalentes (Caso 2)

En la Fig. 9.14 se muestra la curva de capacidad obtenida al realizar un análisis de empujón del modelo de la estructura estudiada; la Fig. 9.15 presenta la curva de comportamiento del sistema de un grado de libertad, así como el punto de comportamiento obtenido para este problema, y en la Fig. 9.16 se comparan los resultados obtenidos con el método propuesto y con un análisis no lineal paso a paso de la estructura. Como se esperaba, los resultados son, para fines prácticos, idénticos, y se puede observar que la precisión del método en este caso es excelente.

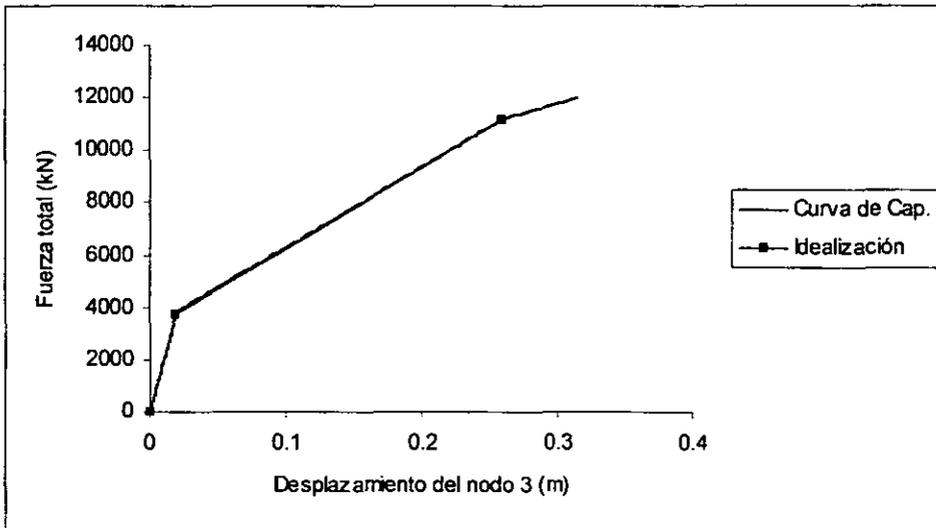


Fig. 9.14. Curva de capacidad e Idealización (Caso 2)

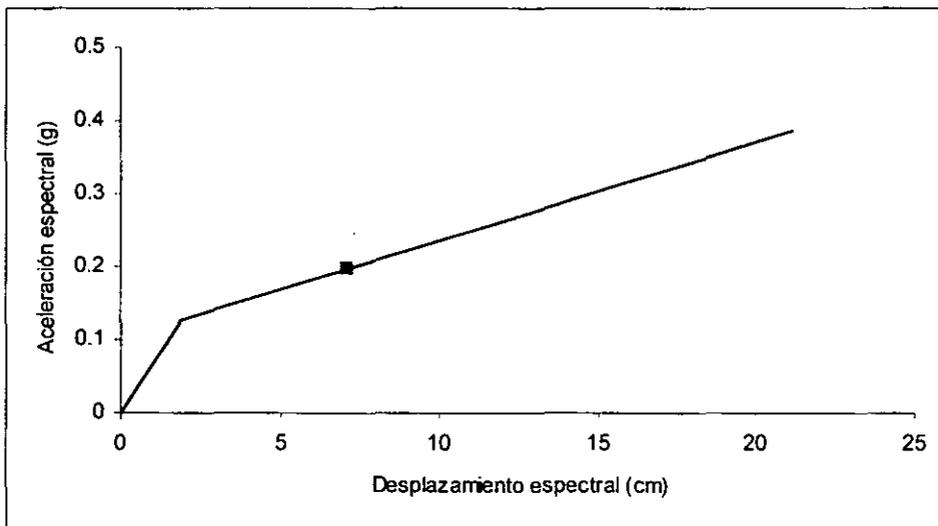


Fig. 9.15. Curva de Comportamiento (Caso 2)

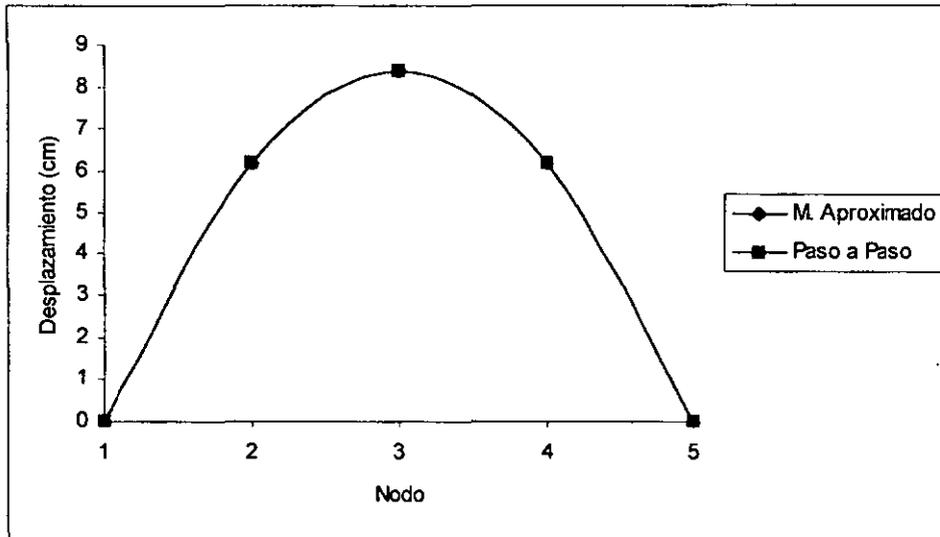


Fig. 9.16. Comparación de Resultados (Caso 2)

9.5.3. Caso 3. Puente con Aisladores Elastoméricos.

Se quiso estudiar la aplicabilidad del método a estructuras aisladas sísmicamente. Para tal fin se utilizó el puente utilizado en el caso 1. Se diseñaron cinco aisladores y se colocaron en la parte superior de las pilas y entre el tablero y los estribos. Se asumió para los aisladores una respuesta bilineal caracterizada por una resistencia a la fluencia de 473 kips (2100 kN), sin endurecimiento por deformación, y una rigidez secante a los desplazamientos equivalentes esperados de 1105, 789 y 3225 kips/ft (16100, 11500 y 47000 kN/m) para los aisladores ubicados sobre las pilas 1, 2 y 3, respectivamente. Los aisladores ubicados sobre los estribos tienen una rigidez secante igual a 364 kips/ft (5300 kN/m). En la Fig. 9.17 se presenta el modelo analítico del puente estudiado.

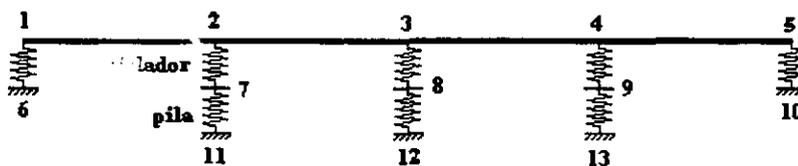


Fig. 9.17. Modelo del Puente Estudiado (Casos 3 y 4)

En el caso de la estructura de puente con aisladores elastoméricos se observó que, durante el empujón, los factores de participación del modo fundamental de vibrar, aunque se mantenían siendo los más grandes, variaban significativamente durante el proceso del empujón causando grandes variaciones en las distribuciones de carga. Para ilustrar este

comportamiento, la Fig. 9.18 muestra la variación del modo fundamental durante el empujón, la Fig. 9.19 la variación correspondiente en las distribuciones de las cargas estáticas equivalentes y la tabla 9.2 presenta la variación del factor de participación del modo fundamental de vibrar.

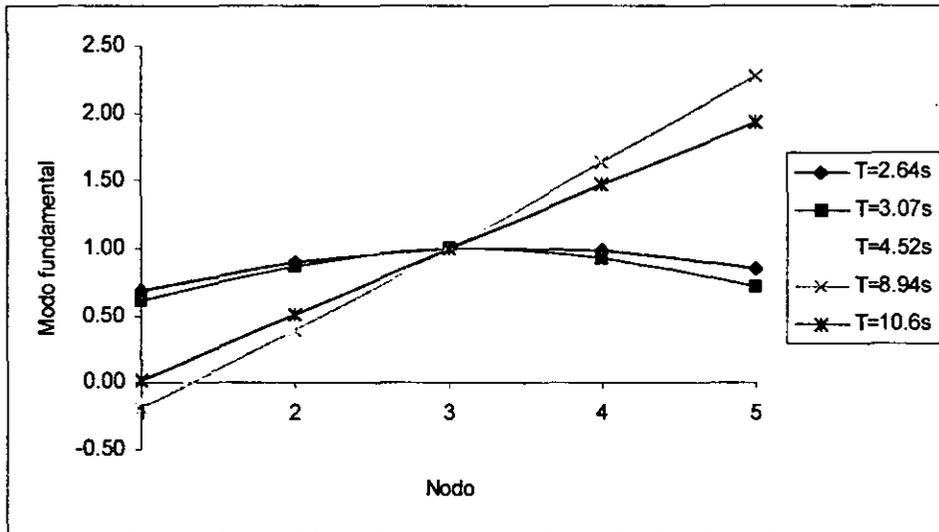


Fig. 9.18. Variación de la Forma Modal Fundamental (Caso 3).

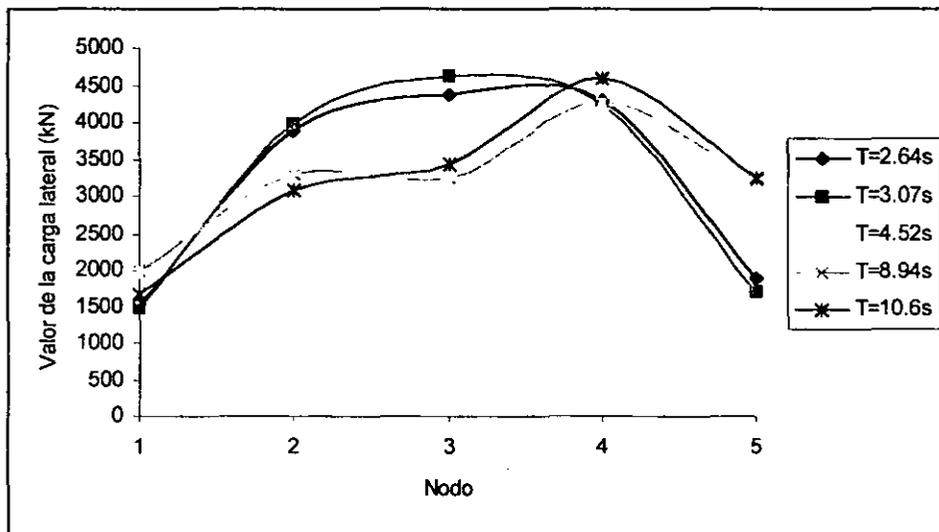


Fig. 9.19. Variación de la Distribución de Cargas Laterales Equivalentes (Caso 3)

Tabla 9.2. Variación del Factor de Participación del Modo Fundamental de Vibrar (Caso 3).

Periodo (s)	Factor de Participación
2.64	0.98823397
3.07	0.97846557
4.52	0.64795557
8.94	0.64247567
10.06	0.74093663

Usando el mismo procedimiento que en los casos anteriores, la Fig. 9.20 muestra la curva de capacidad considerando todos los modos y aquella extraída para el modo fundamental.. Debido a que durante el empujón todas las cargas se incrementan monótonamente, la curva de comportamiento para el sistema equivalente de un grado de libertad (fig. 9.21) es continua. Sin embargo, el hecho de que todos los aisladores fluyan y, por lo tanto que la estructura se vuelve inestable luego del paso 3 (Fig. 9.18), produce que los resultados del desempeño del sistema equivalente de un grado de libertad hagan que el método simplificado no sea aplicable a este caso (Fig. 9.22).

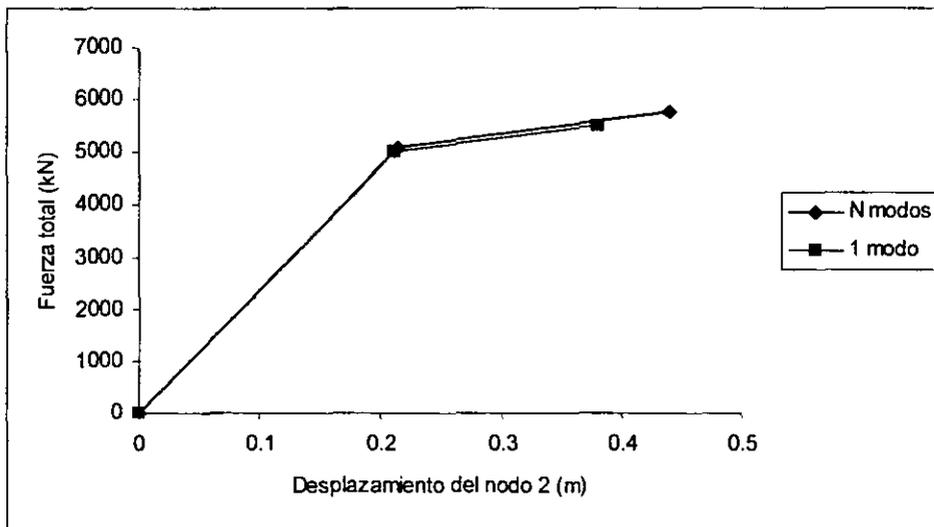


Fig. 9.20. Curva de Capacidad (Caso 3)

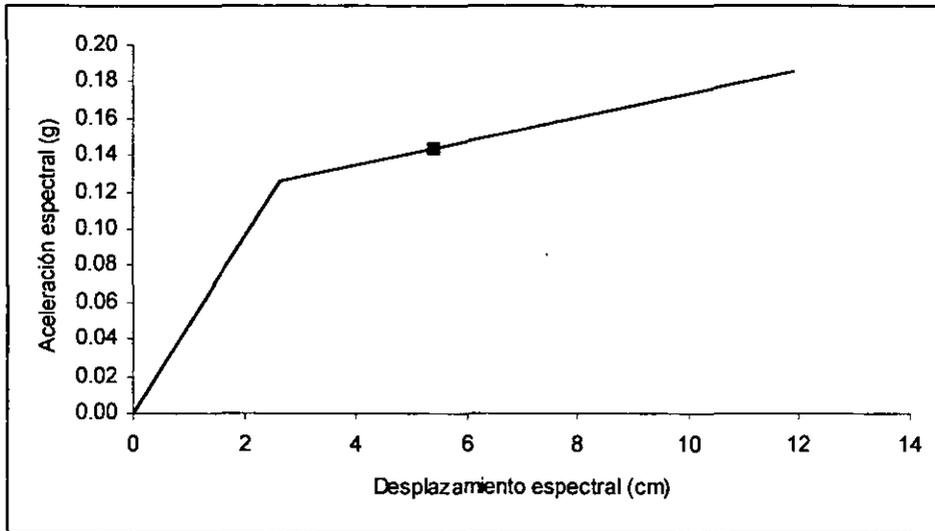


Fig. 9.21. Curva de Comportamiento (Caso 3)

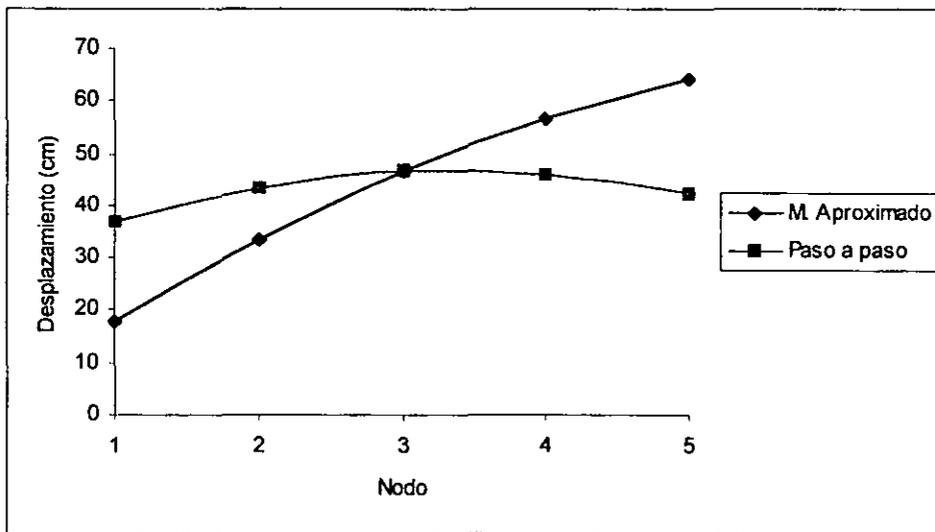


Fig. 9.22. Comparación de Resultados (Caso 3)

9.5.4. Caso 4. Puente con Aisladores Elastoméricos. Aisladores Elásticos en los Estribos.

Con la idea de estudiar la razón por la cual los resultados obtenidos en el ejemplo anterior no fueron satisfactorios se decidió estudiar el mismo puente, pero ahora impidiendo la fluencia de los apoyos elastoméricos ubicados en los estribos del puente con el objeto de evitar que la estructura se volviera un mecanismo luego de la fluencia de todos los aisladores. Para tal fin se incrementó la fuerza cortante de fluencia para esos elementos

estructurales y se repitió el análisis aproximado al modelo analítico desarrollado para este caso.

En la Fig. 9.23 se muestra la variación del modo fundamental de vibración, en la Fig. 9.24, la variación de la distribución de cargas y en la tabla 9.3 la variación del factor de participación para el modo fundamental. Es de hacer notar, que en este caso el modo fundamental se mantiene siendo el dominante durante todo el análisis.

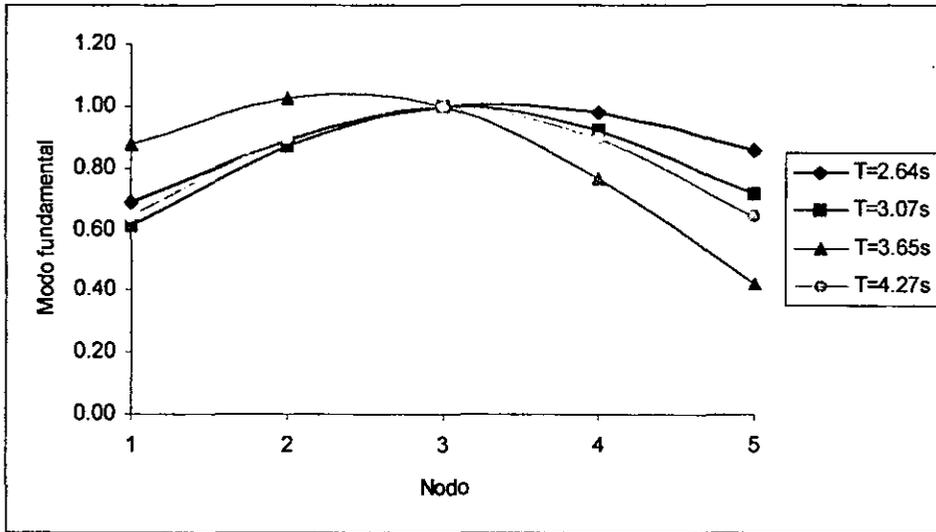


Fig. 9.23. Variación del Modo Fundamental (Caso 4)

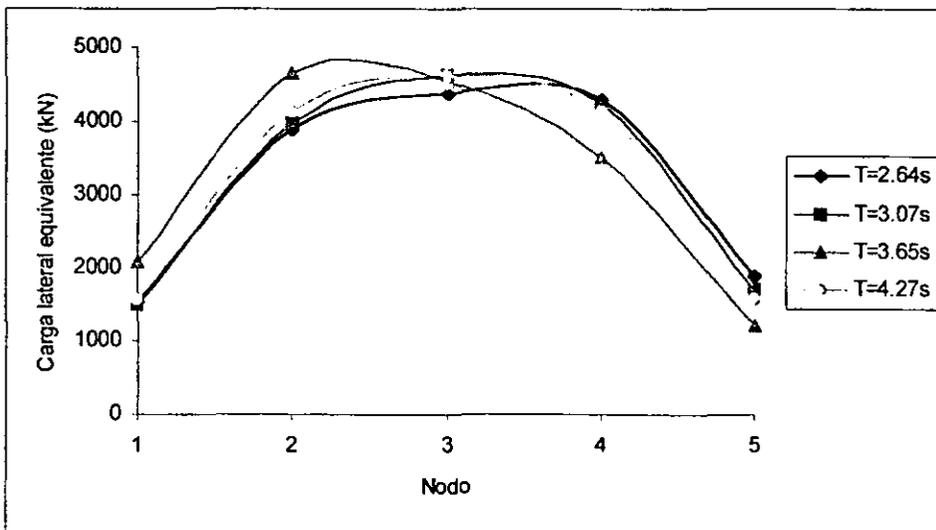


Fig. 9.24. Evolución de la Distribución de Cargas Laterales Equivalentes (Caso 4)

Tabla 9.3. Variación del factor de Participación (Caso 4)

T (seg)	1er modo	2do. modo	3er. modo
2.64	.98823397	.00329695	.00846040
3.07	.97846557	.00132625	.02020585
3.66	.95142947	.02698541	.02153733
4.27	.97735004	.00000002	.02263968

La Fig. 9.25 muestra la curva de capacidad, resultado de aplicar la distribución de fuerzas consideradas en forma incremental monótona al modelo de la estructura real del puente. Esta curva de capacidad se idealiza por medio de una de forma bilineal, también mostrada en la figura. En la Fig. 9.26 se muestra la curva de capacidad idealizada, que corresponde a todos los modos usados para generar la distribución de cargas, y la correspondiente a un solo modo, que fue extraída de la anterior. Esta curva se convierte al espacio S_a vs S_d , usando las ecuaciones fundamentales de la dinámica. En la figura 9.27 se presenta la curva de comportamiento del sistema de un grado de libertad en el espacio espectral, así como el punto de comportamiento encontrado del análisis no lineal del sistema de un solo grado de libertad.

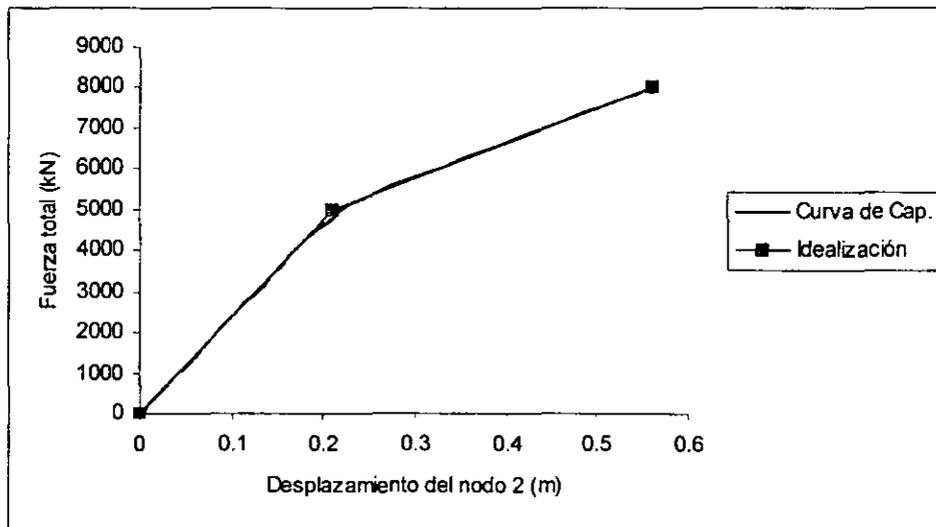


Fig. 9.25. Curva de Capacidad e Idealización (Caso 4)

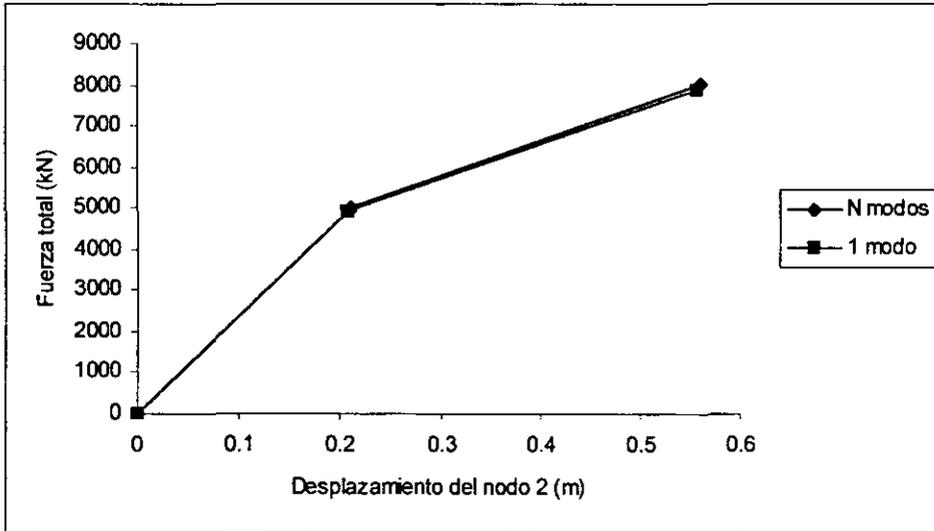


Fig. 9.26. Curva de Capacidad para un solo Modo de Vibración (Caso 4)

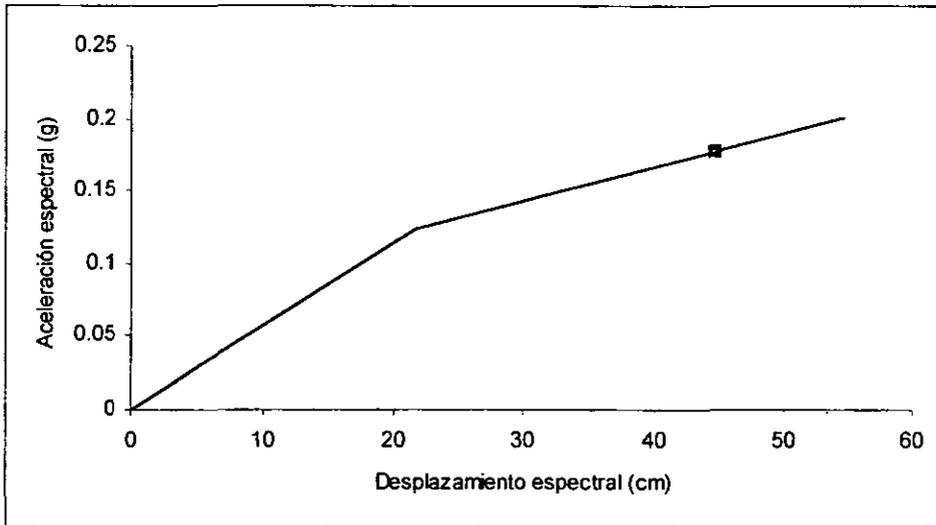


Fig. 9.27. Curva de Comportamiento (Caso 4)

Finalmente, en la Fig. 9.28 se presenta la comparación de los resultados obtenidos con la aplicación del método, con los “exactos” de un análisis no lineal paso a paso. Como se puede observar, la precisión de los mismos es muy buena para este caso.

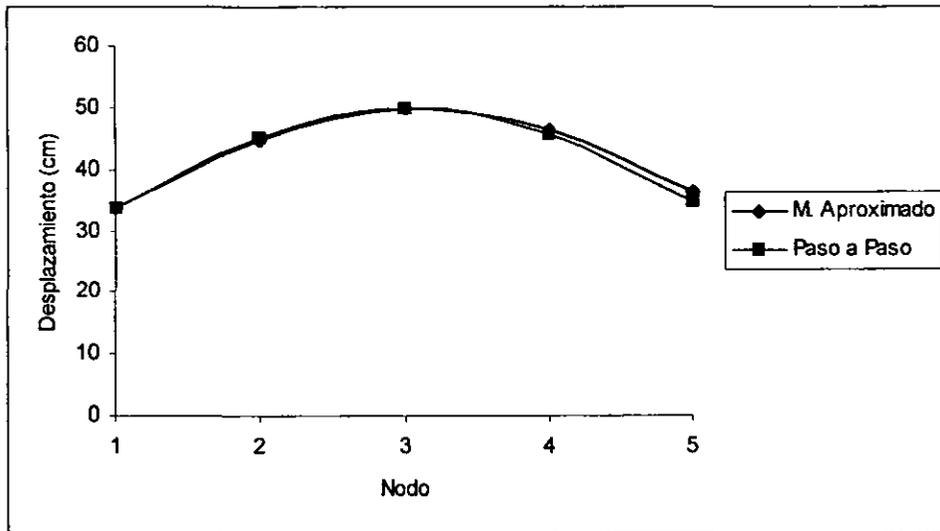


Fig. 9.28. Comparación de Resultados (Caso 4)

9.6. Método Simplificado de Diseño de Estructuras de Puentes Basado en Comportamiento

9.6.1. Antecedentes

A principios de esta década se ha reconocido (Moehle 1992, Priestley 1993) que la filosofía actual de diseño sismorresistente basada en fuerzas y resistencias no concuerda con el comportamiento sísmico actual de estructuras de concreto reforzado, y que sería más relevante usar una metodología basada directamente en desplazamientos y deformaciones. De acuerdo a eso se ha avanzado en el desarrollo de una filosofía de diseño basada en desplazamientos, teniendo como último objetivo su incorporación en los códigos de diseño. En este contexto Moehle (1992,1996) propone un marco general para el diseño sismorresistente basado en desplazamientos de entrepiso (derivados) determinados con espectros de respuesta de desplazamientos. Sin embargo, el punto inicial es aún la rigidez y período elásticos y la resistencia de la estructura y la metodología difiere de la convencional principalmente en que incluye una revisión directa de los desplazamientos en lugar de uno indirecto a través de factores de ductilidad.

En la metodología propuesta por Priestley (1993), y Kowalsky et al (1995, 1997) para sistemas de un grado de libertad, el punto inicial es el desplazamiento pico deseado, determinado con base en la capacidad de deformación garantizada por un detallado adecuado de la estructura. Asumiendo un valor razonable para el desplazamiento de fluencia, el diseñador convierte el desplazamiento pico en una demanda de ductilidad de desplazamiento y entra con eso a un conjunto de espectros de respuesta de desplazamientos dependientes del amortiguamiento (y por lo tanto de la ductilidad) para determinar el período efectivo de un sistema equivalente de un grado de libertad correspondiente al desplazamiento pico. El resultado final es la resistencia a la fluencia requerida, determinada

con base en el desplazamiento pico y la rigidez secante, correspondiente al período efectivo. Calvi y Kingsley (1995) extienden esta metodología a estructuras de múltiples grados de libertad, los que son convertidos en sistemas equivalentes de un grado de libertad basados en una deformada asumida de la estructura, la que, para edificios, viene dada por el mecanismo plástico deseado. El resultado final de esta alternativa son las resistencias requeridas para las que se deben proporcionar los miembros.

Wallace (1992, 1995a, 1995b) propone una metodología de diseño basada en desplazamientos para los muros estructurales individuales de un sistema de muros, en los cuales las demandas de desplazamientos en la azotea (determinados de un espectro de desplazamientos elástico con 5% de amortiguamiento basado en el período elástico de la estructura agrietada del muro) se traducen en demandas de curvatura pico en la base del muro para proporcionar el refuerzo que confina los elementos extremos del muro para alcanzar las correspondientes demandas de deformación en el concreto. Esto puede considerarse como una metodología basada en deformaciones y desplazamientos más genuina, ya que la fase de detallado está basada directamente en demandas pico de deformación y desplazamiento. Sasani y Anderson (1996) se enfocan también en sistemas de muros, con la ventaja que ofrece una relación clara entre el desplazamiento pico de la azotea y las demandas de deformación en la base, y concluyen que la capacidad de desplazamiento en la parte superior del muro no mejora al incrementar el refuerzo vertical en la base.

Un punto clave en la aplicación de diseño basado en desplazamientos en estructuras de múltiples grados de libertad es la pregunta de la traslación de las demandas de desplazamientos globales en demandas de deformación inelástica para los miembros individuales. Se han propuesto procedimientos detallados para este propósito por Alonso et al (1996) y Seneviratna y Krawinkler (1996).

9.6.2. Método de Diseño de Estructuras Tridimensionales de Puentes Basado en Comportamiento.

En esta tesis se propone una variante del método simplificado para el diseño de estructuras de puentes de concreto reforzado basado en comportamiento, en el que se usa como herramienta de análisis un procedimiento basado en la curva del empujón. Para su aplicación es necesario conocer un espectro de demanda sísmica para un índice de comportamiento global establecido, como por ejemplo la ductilidad de diseño.

Inicialmente se requiere un prediseño de la estructura, el que es definido a partir de los resultados de un análisis estático convencional ante cargas gravitacionales y sísmicas. Una vez definido este diseño preliminar, es posible conocer la rama inicial de la curva de capacidad y sus propiedades dinámicas en el rango lineal de comportamiento.

Si se considera que la mayoría de las curvas de comportamiento asociadas a estructuras regulares pueden aproximarse por medio de una distribución bilineal, la segunda rama de esta curva puede determinarse de un diagrama en el que se dibujan simultáneamente la

parte elástica de la curva de comportamiento y el espectro de demanda seleccionado. La pendiente de la segunda rama se determina definiendo una distribución de daño deseada para las condiciones de diseño, y calculando con ella la rigidez inelástica correspondiente de la estructura. Una vez conocida la pendiente de la segunda rama, el desplazamiento espectral de fluencia que corresponde al índice de comportamiento de diseño se obtiene gráficamente trazando curvas paralelas a la segunda rama hasta encontrar aquella en la que el índice de comportamiento de la estructura es igual al de diseño. Ya que, en general, es deseable tener una transición gradual de la rigidez elástica a la correspondiente al estado límite de diseño considerado, se debe decidir cómo debe ocurrir esa transición y, a partir de ella, definir en el mismo diagrama la pseudoaceleración espectral correspondiente a la primera fluencia.

Los pasos a seguir en la aplicación del método son los siguientes:

1. Se realiza un predimensionado de la estructura sometida a las cargas muertas y vivas de diseño para obtener las dimensiones de las secciones de los miembros de la estructura del puente.
2. Una vez conocidas las dimensiones de los elementos se determina la rigidez elástica, que será la primera rama de la curva de comportamiento del sistema equivalente de un grado de libertad. Esta rigidez elástica se transforma y dibuja en el espacio espectral S_a vs S_d . (Fig. 9.29)

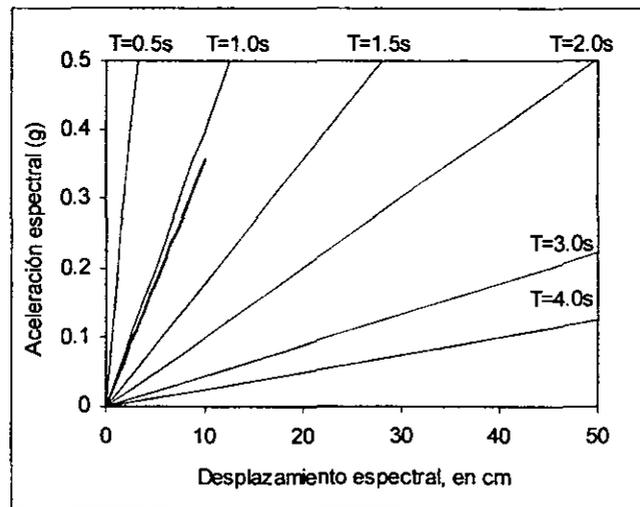


Fig. 9.29. Rama Elástica de la Curva de Comportamiento.

3. Se define el espectro de demanda para la ductilidad objetivo, la misma que deberá tener la estructura una vez diseñada. (Fig. 9.30)

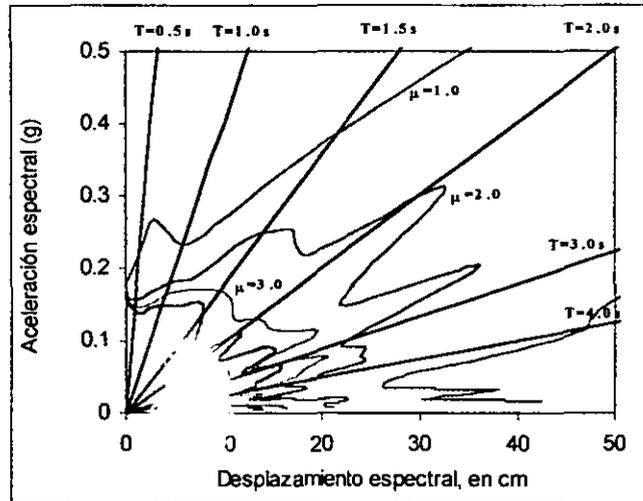


Fig. 9.30. Espectro de Demanda.

4. Se superpone la rama elástica conocida de la curva de capacidad, la que se obtiene del dimensionamiento realizado en el paso 2, con el espectro de demanda reducido por ductilidad, definido en el paso 3 (Fig. 9.31).

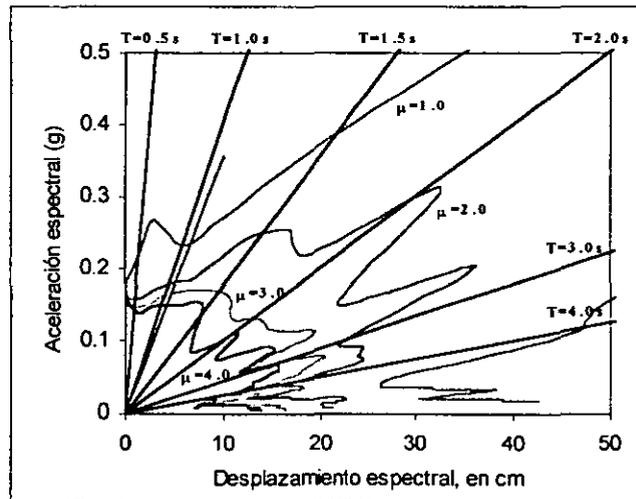


Fig. 9.31. Superposición de la Rama Elástica y el Espectro de Demanda.

5. Se identifican las posibles distribuciones de daño asociadas a estados límites de colapso.
6. Entre las posibles distribuciones de daño identificadas en el paso 5 se escoge el estado límite deseado, el que debe involucrar tanto el desplazamiento de un punto característico de la estructura como la ductilidad objetivo del diseño.
7. Con base en la distribución de daño seleccionada se propone la pendiente de la segunda rama de la curva de capacidad de la estructura (Fig. 9.32).

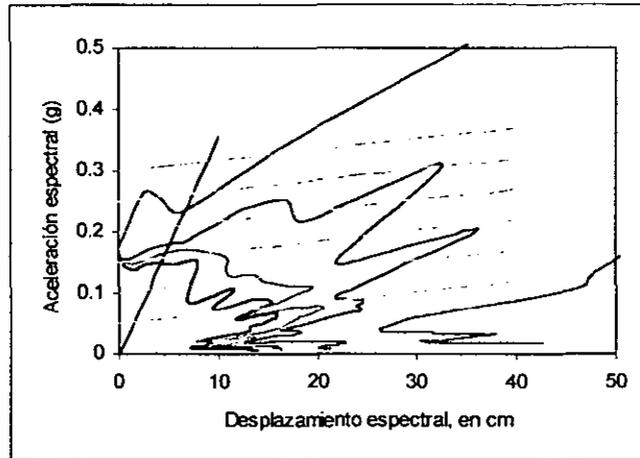


Fig. 9.32. Rama Inelástica de la Curva de Comportamiento

8. Conocida la pendiente de la segunda rama de la curva de capacidad, ésta se traslada gráficamente hasta encontrar el punto de corte de ésta con el espectro de demanda que cumpla con el estado límite objetivo (desplazamiento característico y ductilidad) (Fig. 9.33).

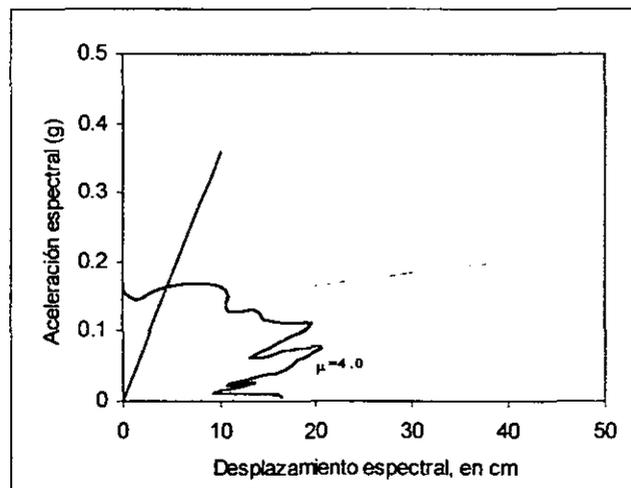


Fig. 9.33. Punto de Corte que cumple el Estado Límite Objetivo.

9. Para definir la curva de transición entre la rama elástica y la inelástica de la curva de capacidad se identifica la contribución de los diferentes elementos de la estructura en su rigidez inicial (Fig. 9.34).

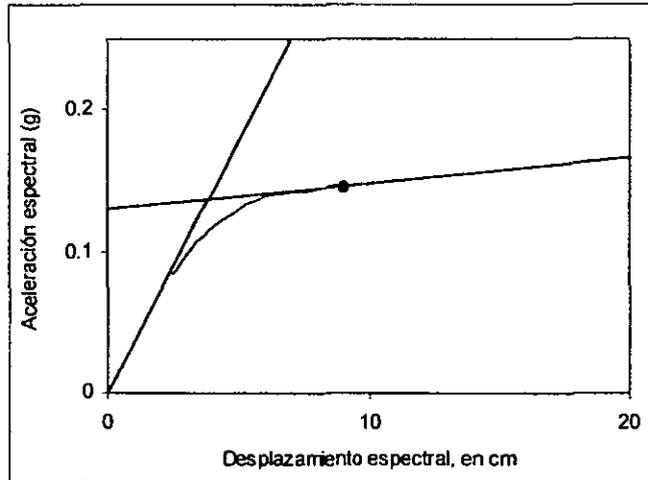


Fig. 9.34. Transición entre la Rama Elástica y la Inelástica de la Curva de Comportamiento.

10. Si con el estado límite definido en el paso 6 no se obtiene un punto de corte entre la curva de capacidad y el espectro de diseño, se debe seleccionar otro estado límite y repetir el procedimiento hasta encontrar un punto de comportamiento que cumpla tanto con el desplazamiento máximo como con la ductilidad deseada. En el caso de puentes las posibles opciones para un estado límite son pocas, por lo que este procedimiento debería converger rápidamente.
11. Una vez conocida la curva de comportamiento, se determina el nivel de cortante basal o fuerza total correspondiente en la curva de capacidad (Fig. 9.35).

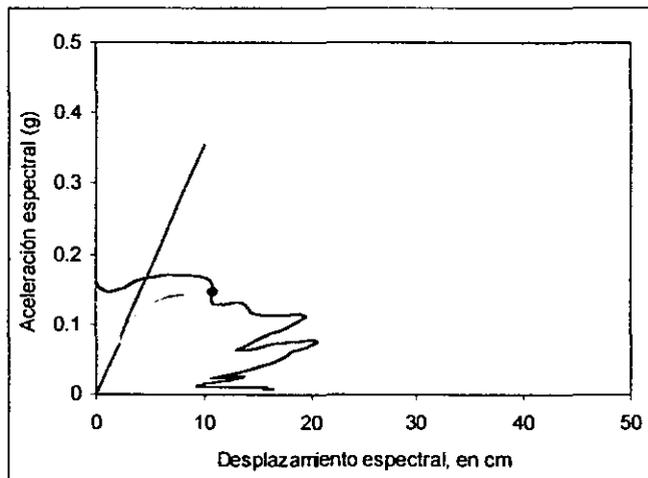


Fig. 9.35. Determinación del Nivel de Cortante Basal.

12. Con base en ese cortante basal se determina la distribución de fuerzas estáticas equivalentes que actúan sobre la estructura.

13. Basado en el estado límite propuesto y la distribución de fuerzas sísmicas estáticas se realiza un análisis estático de la estructura y se diseñan los miembros de la misma con las acciones obtenidas de este análisis.

14. Se revisa el diseño utilizando el método de evaluación propuesto.

Si con ningún estado límite es posible obtener el punto de corte de la curva de comportamiento con el espectro correspondiente a ese desempeño, la estructura es incapaz de alcanzar ese estado límite, y se deberán revisar los criterios tomados para el diseño, es decir, el desplazamiento del punto característico y la ductilidad objetivo.

CAPÍTULO 10.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En terremotos ocurridos recientemente ha quedado demostrado claramente que muchos de los puentes existentes, particularmente aquellos diseñados antes de 1970, son vulnerables al ser sometidos a excitaciones sísmicas severas. Los problemas más graves que se han presentado en estructuras de puentes incluyen desprendimiento de miembros de la superestructura y fallas no dúctiles de columnas, juntas viga-columna, estribos y cimentaciones. Debido a esto se ha reconocido que es necesario mejorar los métodos de análisis estructural de puentes. Los análisis elásticos no reproducen adecuadamente la respuesta sísmica de esas estructuras, por lo que es recomendable utilizar análisis no lineales o procedimientos aproximados basados en el método del empujón.

Las estructuras de puentes poseen características especiales que las hacen diferentes a las estructuras de edificios. Por eso es necesario contar con procedimientos y herramientas analíticas particulares para este tipo de estructuras. Los pocos programas de computación existentes para el análisis sísmico de puentes no logran reproducir el comportamiento que éstos exhiben durante excitaciones sísmicas importantes. Es por eso que se decidió desarrollar una herramienta de análisis que incluyera las características particulares que poseen los puentes, para el análisis sísmico de estructuras importantes, y una herramienta

aproximada para determinar el comportamiento sísmico de estructuras de puentes pequeños o de poca importancia.

En esta tesis se desarrolló un programa de computadora para el análisis tridimensional no lineal de estructuras de puentes. En este desarrollo se considera el comportamiento no lineal de los elementos estructurales y sistemas de protección sísmica. Se implantaron varios tipos de análisis, tales como análisis de historias en el tiempo, análisis de empujón y análisis modal para obtener información acerca de la seguridad de nuevos diseños y la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. Los análisis de historias en el tiempo pueden ser usados para la determinación del comportamiento global del puente cuando es sometido a sismos severos, y los procedimientos aproximados, como el método del empujón, para establecer las capacidades últimas de deformación de los componentes estructurales.

Entre las características más importantes del programa se pueden mencionar:

- Se desarrollaron dos modelos para caracterizar el comportamiento no lineal de las pilas de un puente. El primero es un elemento tridimensional no lineal que combina el concepto de plasticidad distribuida y penetración de fluencia, con un modelo de comportamiento histerético trilineal. El segundo es un elemento basado en superficies de interacción de flexión y cortante que toma en cuenta directamente la interacción entre los momentos flectores biaxiales y la fuerza cortante.
- Se incorporó el elemento junta de expansión para modelar eficientemente el comportamiento de los componentes de las juntas de expansión en puentes tales como sujetadores, holguras, cuñas de cortante, etc.
- Se adaptaron dos modelos para representar las características de los aisladores elastoméricos comúnmente usados en puentes. El primero de ellos es útil para aquellos casos en que el elemento trabaja a niveles bajos y medios de deformaciones por cortante. El segundo puede ser usado en aquellos casos en que el aislador experimenta deformaciones altas por cortante ya que toma en cuenta el incremento de rigidez que experimentan los aisladores a esos niveles de deformación.
- Se incluyó un modelo tridimensional de aislador deslizante que toma en cuenta la dependencia del coeficiente de fricción en la velocidad del elemento.
- Las opciones especiales de conectividad presentadas en el capítulo 4 fueron usadas en casi todos los modelos estudiados y probaron ser una herramienta eficiente para modelar conexiones especiales entre el tablero y la subestructura.
- Se introdujo el uso de velocidades y desplazamientos para representar los movimientos sísmicos variables espacialmente. El uso de este método fue verificado comparando la respuesta de un sistema estructural sometido tanto a aceleraciones uniformes del terreno como a desplazamientos uniformes y variables en todos los apoyos.
- Los análisis de empujón implantados en el programa se realizan considerando la estructura tridimensional del puente. Esto permite que se tomen en cuenta la interacción y combinación de los efectos no lineales tridimensionales.

- Se incorporó el concepto de índices de daño acoplado al análisis no lineal de historias en el tiempo, para determinar el daño sufrido por los diferentes elementos durante el proceso de análisis.
- Todos los elementos y procedimientos mencionados anteriormente fueron usados para construir los modelos de análisis de estructuras reales que fueron presentados en el capítulo 8.

El programa está construido en una forma modular y secuencial lo que permite que se puedan incorporar modelos adicionales al programa para aumentar la biblioteca de elementos disponibles, y suministrar mayor flexibilidad y exactitud en el modelado de estructuras de puentes. El programa puede ser usado como una herramienta de análisis y evaluación de diferentes estructuras de puentes.

Para demostrar las capacidades del programa de análisis no lineal tridimensional de puentes desarrollado en esta tesis y verificar los procedimientos analíticos utilizados, se estudiaron varios ejemplos de aplicación. De los resultados obtenidos en los análisis realizados con el programa desarrollado se puede concluir:

- Para estructuras de puentes de grandes claros es importante utilizar excitaciones que tomen en cuenta la variabilidad espacial de las ondas sísmicas, ya que las respuestas obtenidas utilizándolas presentan diferencias considerables con aquellas obtenidas utilizando aceleraciones uniformes. En estructuras pequeñas de puentes este efecto tiene menor importancia y podría ser despreciado.
- Al comparar los casos en que se realizan análisis lineales y no lineales, se observa que al modelar la estructura con elementos lineales se subestiman los desplazamientos hasta en un 50%. Este efecto es más marcado en la dirección transversal y en las pilas más largas de los modelos.
- El efecto de la componente vertical sobre la respuesta de la estructura no es importante, esto puede deberse a que los modelos de comportamiento usados en los ejemplos no incorporan la variación de la carga axial con el tiempo, ni su interacción con los momentos flectores y la fuerza cortante.
- La presencia de sujetadores en el modelo ayuda a disminuir las respuestas longitudinales de las pilas del puente; además uniformiza los desplazamientos en las juntas de expansión.
- Es importante considerar la influencia de la rigidez de los estribos en los modelos de análisis, pues en caso contrario se sobrestimarían las demandas de desplazamiento en las pilas del puente, lo que lleva a un sobrediseño de los miembros de la estructura.
- Para estructuras de puentes sometidas a sismos severos en los cuales las demandas de desplazamiento son grandes, es conveniente modelar los sistemas de aislamiento sísmico utilizando el modelo presentado en esta tesis, que puede reproducir el efecto de endurecimiento que exhiben algunos tipos de aisladores elastoméricos cuando trabajan en un rango alto de deformaciones por cortante.
- Muchas de las columnas que se han dañado en sismos recientes han presentado fallas por cortante. Es por eso que es importante considerar el efecto de la interacción fuerza

cortante-momento flector en los modelos de comportamiento para las pilas del puente. El modelo desarrollado en esta investigación es capaz de reproducir el comportamiento de estos componentes al ser sometidos a esa combinación de efectos.

- El programa puede ser aplicado para realizar estudios paramétricos para evaluar la influencia de los sistemas de protección sísmica sobre el comportamiento de estructuras de puentes, especialmente el tamaño de los dispositivos de aislamiento y el uso dispositivos de amortiguamiento en distintas ubicaciones del puente.

Dado que un análisis no lineal tridimensional no se justifica para estructuras de puentes pequeños o de poca importancia, adicionalmente al programa de análisis tridimensional no lineal de puentes, se desarrolló un método simplificado para determinar el comportamiento sísmico no lineal de estructuras de puentes de concreto reforzado. El método se basa en el concepto de la curva del empujón, por medio de la cual un sistema de múltiples grados de libertad puede convertirse sistemáticamente en un sistema equivalente de un solo grado de libertad el cual se somete a uno o varios registros sísmicos, obteniéndose su desplazamiento máximo, y, con base en éste, se determina el punto de comportamiento del sistema de múltiples grados de libertad.

Las diferencias más importantes entre el procedimiento desarrollado en esta tesis y los métodos de evaluación para estructuras de puentes propuestos por otros autores son:

- El método propuesto en esta tesis utiliza distribuciones de cargas estáticas equivalentes determinadas con base en los modos de vibrar de la estructura, ya que para que los resultados de un análisis del empujón sean comparables con el comportamiento sísmico real de las estructuras, es necesario que las distribuciones de las cargas sísmicas sean definidas de acuerdo con los conceptos de la dinámica estructural. De los resultados obtenidos en esta investigación se concluye que para puentes regulares esta distribución de cargas puede ser determinada con base en el modo dominante de vibrar. Para puentes “irregulares”, como aquellos en los que se colocan apoyos elastoméricos, la distribución de cargas equivalentes debe considerar la contribución de los modos superiores de vibrar. En el procedimiento propuesto se utiliza una distribución de cargas basada en el método estático, la cual puede ser calculada considerando un solo modo o todos los modos de vibración de la estructura.
- El método aproximado de evaluación presentado en esta tesis considera además la degradación de la estructura a medida que ésta incursiona en el rango inelástico de comportamiento, su influencia en la evolución de los modos de vibrar de la estructura y su contribución en la distribución de cargas estáticas equivalentes, es decir se incluye el efecto de la variación de las cargas sísmicas debido al cambio de la rigidez a medida que aparecen efectos inelásticos en la estructura.
- En el método propuesto no es necesario comparar la curva de capacidad de la estructura con el espectro de demanda para determinar el punto de comportamiento.

Al comparar los resultados obtenidos en los ejemplos analizados con los de métodos de análisis paso a paso, se muestra que el método da resultados satisfactorios en todos los

casos, excepto cuando la estructura del puente se vuelve inestable debido a la fluencia de sus componentes estructurales.

Los conceptos en los que se basa el método de análisis simplificado de estructuras de puentes se pueden usar en un procedimiento de diseño por desempeño.

Ningún programa de computación o método de análisis es perfecto, todos son susceptibles a modificaciones y mejoras debido a que las investigaciones sobre los modelos estructurales y procedimientos de análisis progresan a medida que las tecnologías avanzan. Es por eso que se recomienda que los resultados de los procedimientos de análisis y evaluación implantados en los desarrollos analíticos presentados en esta tesis sean comparados con resultados experimentales producto de nuevas investigaciones y/o con respuestas medidas en puentes instrumentados que sean sometidos a sismos severos que puedan ocurrir en un futuro, y que los algoritmos y modelos presentes en el programa sean evaluados y, si se considera que otros nuevos desarrollos son más eficientes computacionalmente, describen mejor el comportamiento de algún componente estructural o mejoren la velocidad y exactitud de los análisis, estos deberán ser implantados en el programa.

APÉNDICE A

DAÑO OBSERVADO EN PUENTES



Fig A.1. Puente Biwajima. Gran terremoto de Japón, Mino Owari, 1891. (EERC)



Fig. A.2. Asentamiento del estribo izquierdo. Terremoto de Chile, 1960 (EERC).

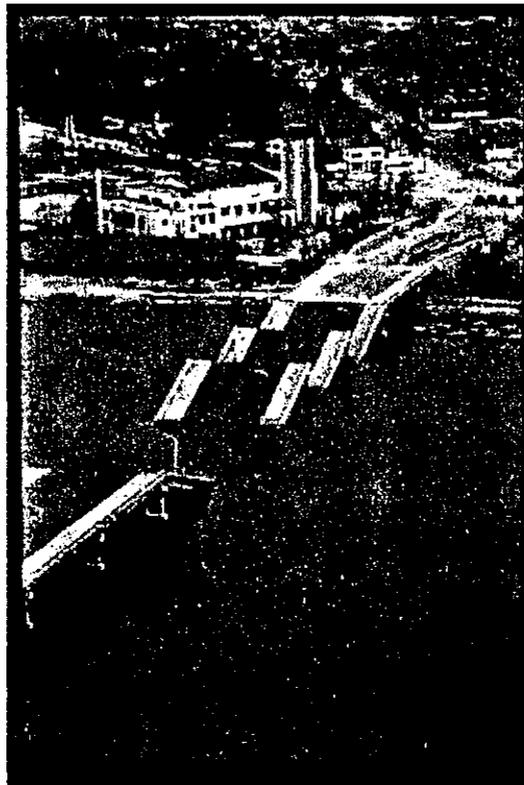


Fig. A.3. Movimientos Relativos de las Pilas. Puente Showa . Terremoto de Niigata, 1964 (EERC).



Fig. A.4.Falla de la base de las columnas. Estructura del distribuidor entre las rutas 5/210. Terremoto de San Fernando, 1971. (EERC)



Fig. A.5. Movimientos en los apoyos. Puente en Agua Caliente. Terremoto de Guatemala 1976.(EERC)

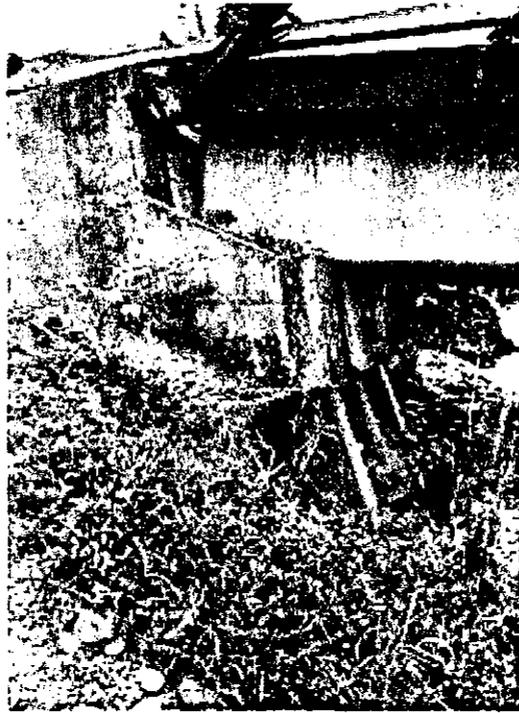


Fig. A.6. Falla por asentamiento y rotación del estribo. Puente sobre el Rio Banano. Terremoto de Costa Rica, 1990. (Priestley et al. 1996)

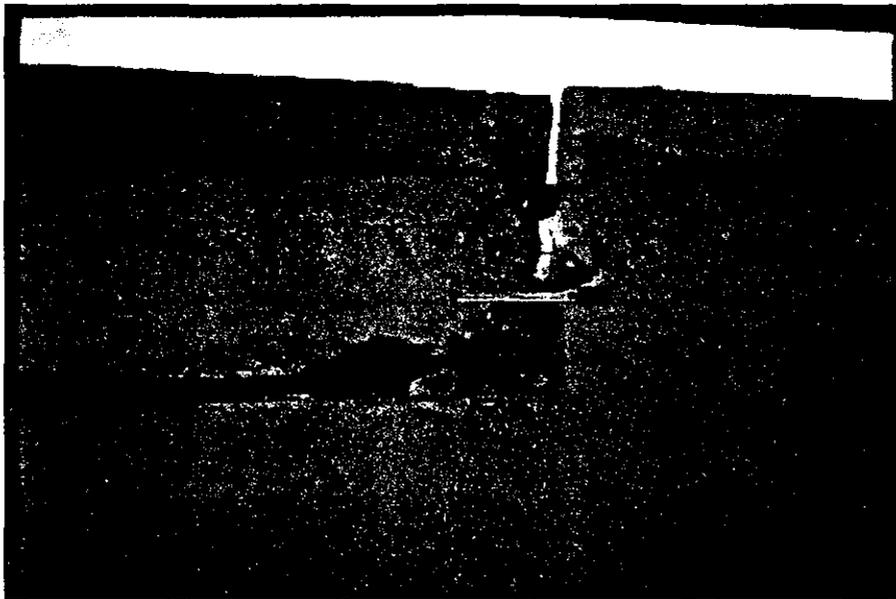


Fig A.7. Daño por golpeteo entre el estribo y el tablero. Puente sobre el Rio Santa Clara. Interestatal 5. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).

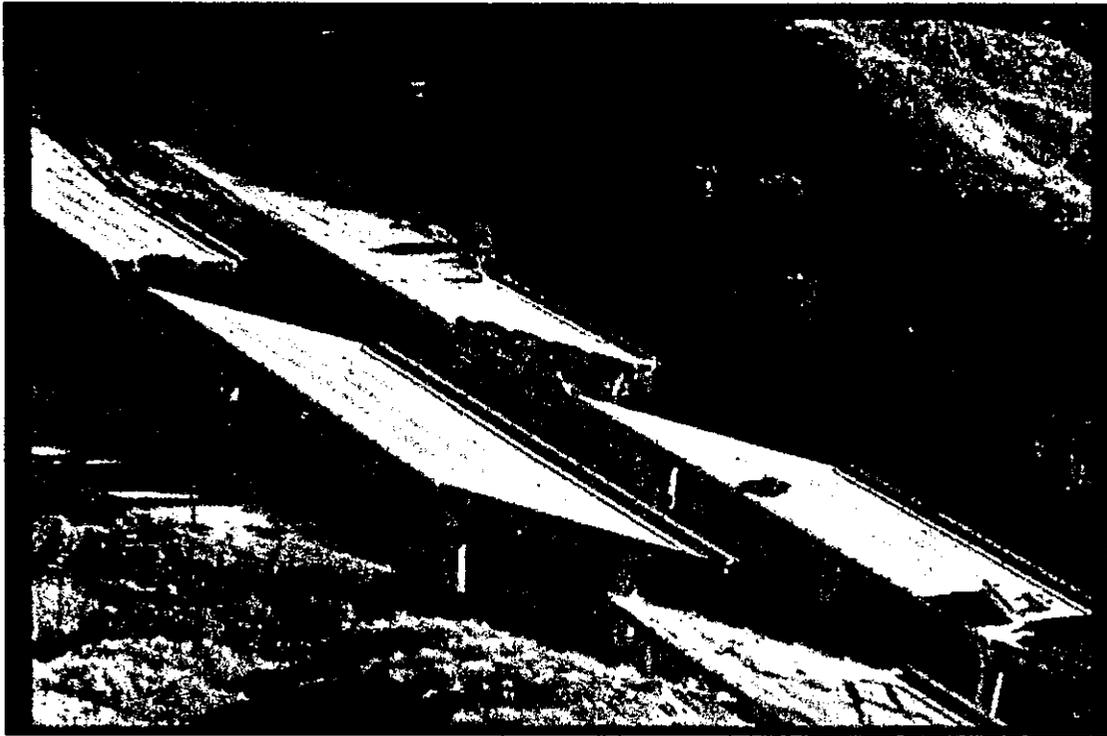


Fig A.8. Vista aérea del colapso del puente Gavin Canyon. Interestatal 5. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).

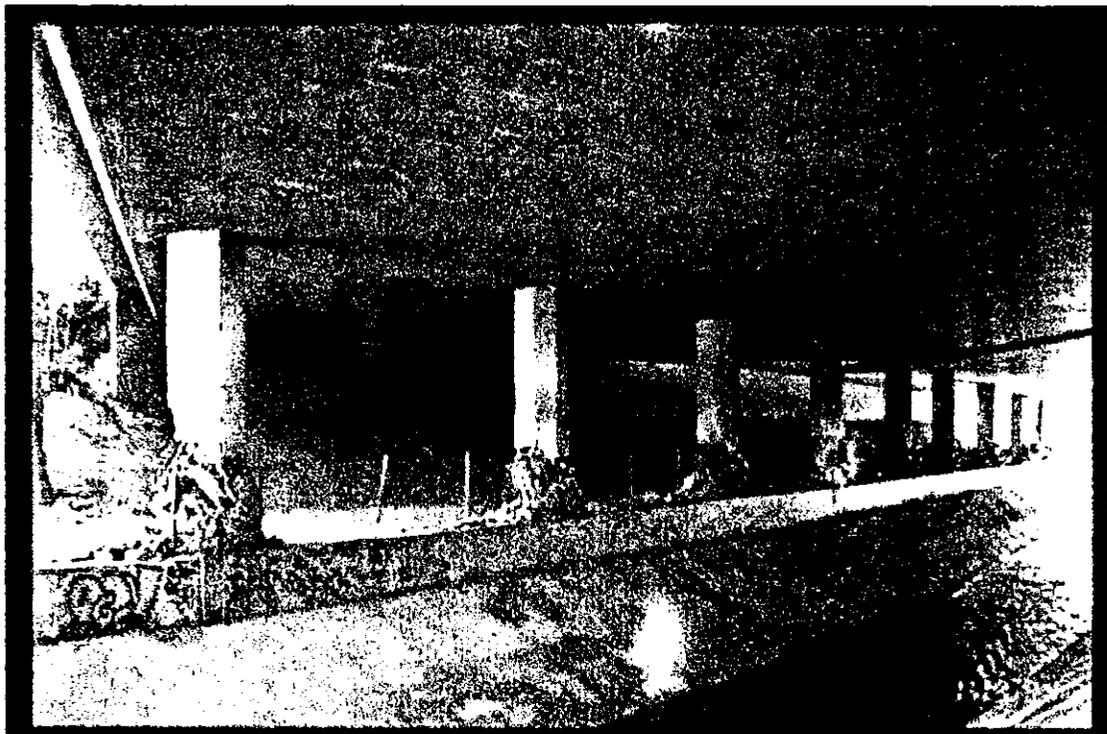


Fig. A.9. Falla por cortante en las columnas. Puente Bull Creek Canyon. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).



Fig A.10. Pandeo del refuerzo longitudinal por debajo de la zona confinada. Puente Bull Creek Canyon. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).

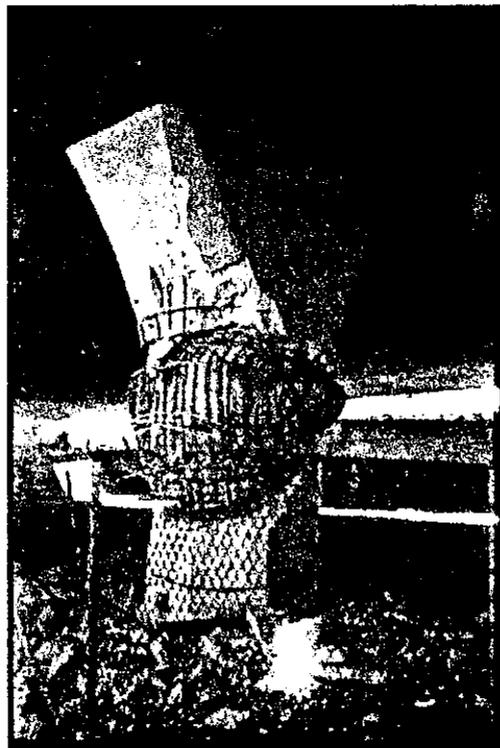


Fig A.11. Articulación plástica en columna. Puente Mission Gothic. Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).



Fig. A.12. Rampa de acceso sur entre la interestatal 5 y la carretera 14 (SR14/I5).
Terremoto de Northridge, 1994 (EERC).

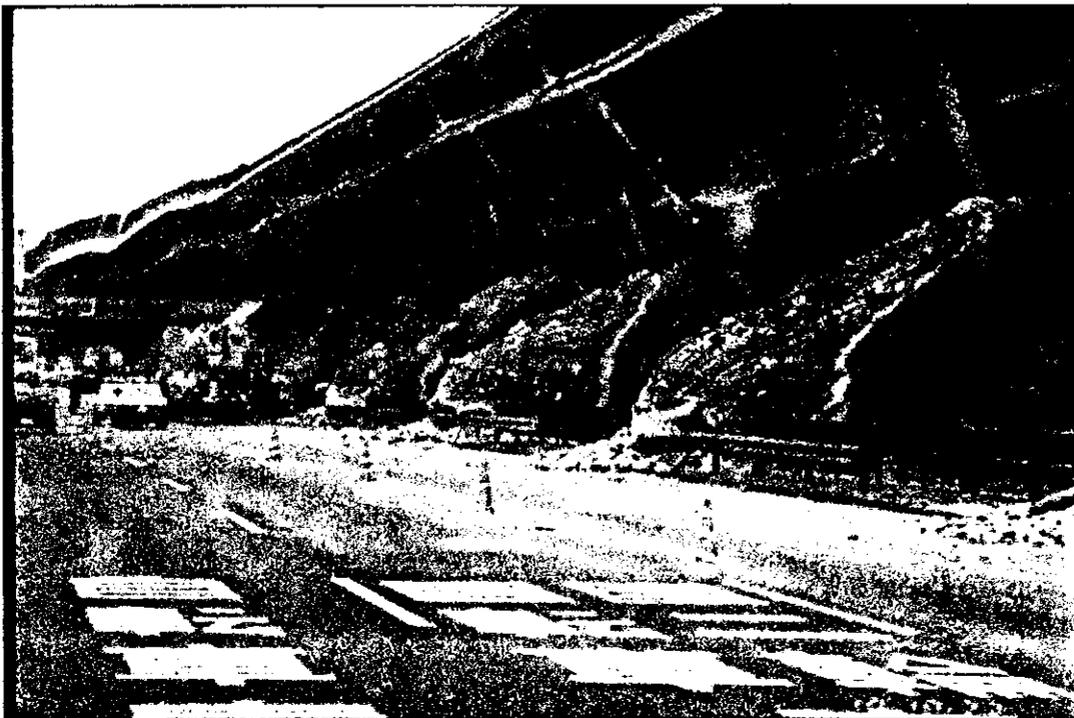


Fig. A.13. Falla de las columnas de la autopista Hanshin. Terremoto de Kobe, 1995
(EERC)

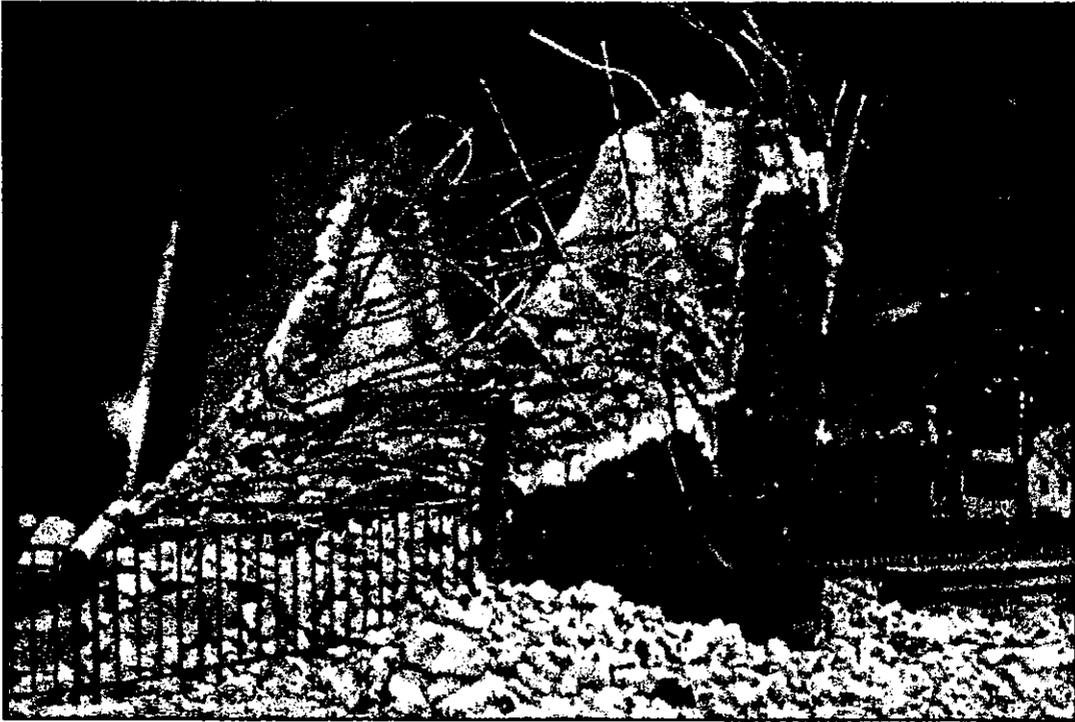


Fig. A.14. Detalle de la falla de una columna de la autopista Hanshin. Terremoto de Kobe, 1995 (EERC)

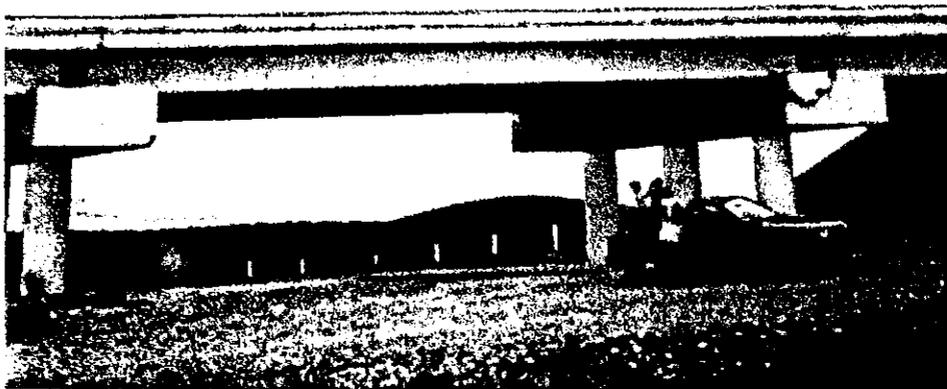


Fig. A-15. Puente dañado en la carretera 135, al norte de Tehuacán. Terremoto de Puebla, 1999 (Pestana et al, 1999).



Fig. A.16. Desplazamiento de las columnas del puente. Terremoto de Puebla, 1999 (Pestana et al, 1999)

REFERENCIAS

1. Abrahamson, N.A., Bolt, B.A., Darragh, M. Penzien, J. y Tsai, Y.B. (1987), "The SMART-1 Acelerograph Array (1980-1987): A Review", *Earthquake Spectra*, 3, 2.
2. Abrahamson, N.A., Schneider, J.F. y Stepp, J.C. (1990), "Spatial Variation of Strong Ground Motion for Use in Soil-structure Interaction Analyses", Proceedings of the Fourth US-National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA, 317-326.
3. Aiken, I.D., Kelly, J.M., Clark, P.W., Tamura, K., Kikuchi, M. y Itoh, T. (1992) "Experimental Studies of the Mechanical Characteristics of Three Types of Seismic Isolation Bearings", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4, Madrid, pp 2281-2286.
4. Aiken, I.D., Clark, P.W., Kelly, J.M., Kikuchi, M., Saruta, M. y Tamura K. (1993), "Design- and Ultimate-Level Earthquake Test of a 1/ 2.5-Scale Base-Isolated Reinforced-Concrete Building", Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, San Francisco, pp. 281-292.
5. Alonso, J., Miranda, E. y Santa-Ana, P. (1996), "Inelastic Displacement Demands for Structures Built on Soft Soils", Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México.
6. Army (1986), *Seismic Design Guidelines for Essential Buildings* Departamentos del Ejercito (TM5-809-10-1), Marina (NAVFAC P355.1) y Fuerza Aérea (AFM 88-3, Cap. 13, Sec. A), Washington, DC.
7. Army (1988), *Seismic Design Guidelines for Upgrading Existing Buildings* Departamentos del Ejercito (TM5-809-10-2), Marina (NAVFAC P355.2) y Fuerza Aérea (AFM 88-3, Cap. 13, Sec. B), Washington, DC.
8. ATC (1982), *An Investigation of the Correlation between Earthquake Ground Motion and Building Performance* (ATC-10), Applied Technology Council, Redwood City, California.
9. ATC (1991), *U.S. Postal Service Procedures for Seismic Evaluation of Existing Buildings (Interim)*, Applied Technology Council, ATC 26-1, Redwood City, CA.
10. ATC (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, ATC-40, Redwood City, CA.
11. Ayala, M (1999), "Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Edificios Asimétricos en 3D". Tesis de Maestría (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
12. Barrón, R. (1997). Comunicación Personal.
13. Bathe, K-J. y Wilson, E.L. (1976), "Numerical Methods in Finite Element Analysis.", Prentice-Hall Inc.
14. Bogdanoff, J.L., Goldberg, J.E. y Schiffri, A.J. (1965), "The Effect of Ground Transmission Time on the Response of Long Structures", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 55, 627-640.

15. Bolt, B.A., Loh, C.H., Penzien, J. y Tsai, Y.B. (1982), "Preliminary Report on the SMART-1 Array in Taiwan", Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-82/13. University of California, Berkeley.
16. Buckle, I.G. y Friedland, I.M. (editores) (1995), "Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges", McLean, Virginia.
17. Buckle, I.G. editor (1994), "The Northridge California earthquake of January 17, 1994: Performance of Highway Bridges", Report No. NCEER-94-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
18. Calvi, G.M. y Kingsley, G.R. (1995), "Displacement Based Seismic Design of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(9):1247-1266.
19. Camilo, P.L. (1995), "Procedimiento Aproximado para la Determinación de la Capacidad Sísmica de Edificios", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPFI, UNAM, México.
20. Carr, A.J. (1992), "Ruaumoko Inelastic Analysis Program", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
21. Chen, W.F. (1982), *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw-Hill, Inc. New York.
22. Chopra, A.K. (1995), "Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc.
23. Chung, Y.C., Shinozuka, M. y Meyer, C. (1988), SARCF User's Guide – Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames, Technical Report NCEER-88-0044, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY at Buffalo.
24. Clough, R.W. y Penzien, J. (1993) "Dynamics of Structures", 2ª. ed., McGraw-Hill, New York.
25. Correa, M. (1993), "Aplicación del Método del Espectro de Capacidad a Edificios del Valle de México", Tesis de Maestría (Estructuras), DEPFI, UNAM, México.
26. Der Kihureghian, A. (1994), "Model for Coherency Function for Spatially Varying Ground Motion", Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. July 10-14. Chicago, Ill. Vol. I. 541-550.
27. Der Kihureghian A. (1995), "A Coherency Model for Spatially Varying Ground Motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 99-111.
28. Dibaj, M. y Penzien, J. (1969), "Nonlinear Seismic Response of Earth Structures", Report No. EERC 69-2. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley CA.
29. Earthquake Engineering Research Center (EERC). Visual Resources. EQIIS database. University of California at Berkeley. http://www.eerc.berkeley.edu/visual_resources/
30. Fajfar, P. y Vidic, T. (1994), "Consistent Inelastic Design Spectra: Hysteretic and Input Energy", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 523-537.
31. Fajfar, P., Gaspersic, P. y Drobic, D. (1997), "A Simplified Nonlinear Method for Seismic Damage Analysis of Structures." Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes; Bled, Slovenia, 24-27 June 1997. A.A. Balkema International Publishers, Rotterdam, Netherlands.

32. Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1998), "A Simplified Nonlinear Method for Seismic Evaluation of RC Bridges", Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, WA.
33. Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. y Tyrell, J.V. (1975), "Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton, Washington", Proceedings of the US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, pp. 113-122, Berkeley, CA.
34. Freeman, S.A. (1981), "Rapid Dynamic Analysis", Proceedings SEAOC 50th Annual Convention, Coronado.
35. Freeman, S.A. (1994), "Capacity Spectrum Method", Seminario de Otoño de SEAONC, The Developing Art of Seismic Engineering. Structural Engineers Association of Northern California, San Francisco, CA.
36. Freeman, S.A. (1998), "Development and Use of Capacity Spectrum Method", Proceedings 6th National Conference on Earthquake Engineering, Seattle WA.
37. Gulkan, P. y Sozen, M. (1974), "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", *ACI Journal*, Diciembre.
38. Hao, H., Oliveira, C.S. y Penzien, J.(1989), "Multiple Station Ground Motion Processing and Simulation based on SMART-1 Data.", *Nuclear Engineering Design*, 111, 293-310.
39. Hao H. (1998), "Response of two-way eccentric building to nonuniform base excitations", *Engineering Structures*, pp. 677-684, August.
40. Harichandran, R.S. (1991), "Estimating the Spatial Variation of Earthquake Ground Motion from Dense Array Recordings", *Structural Safety*, 10, 219-233.
41. Harichandran, R.S. (1998), " Spatial Variation of Earthquake Ground Motion. What is it, How We Model it, and What are its Engineering Implications?", Notas para un seminario presentado en el Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 23 de Marzo.
42. Harichandran, R.S. y Vanmarcke, E.H. (1986), "Stochastic Variation of Earthquake Ground Motion in Space and Time". *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 114, 154-174.
43. Heredia-Zavoni E. y Barranco, F. (1996), "Torsion in Symmetric Structures due to Ground Motion Spatial Variation", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 122, pp. 834-843.
44. Hilber, H.M., Hughes, T.J.R. y Taylor, R.L. (1977), "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, pp. 283-292.
45. Hindy y Novak (1980), "Pipeline Response to Random Ground Motion", *Journal of Engineering Mechanics* ASCE, Vol. 106, 339-360.
46. Horton S.P. y Barstow N. (1995), "Simulation of Ground Motion at the I5/Route 14 Interchange Due to the 1994 Northridge, California, Earthquake", NCEER Report, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo (en revisión).

47. Imbsen, R.A. y Penzien, J. (1986), "Evaluation of Energy Absorption Characteristics of Highway Bridges Under Seismic Conditions", Report No. UCB/EERC-84/17, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
48. Imbsen, R.A., Liu, W.D. y Neuenhofer, A. (1997), "Performance based Seismic Evaluation and Design", Draft Task Report for Task 106-E-7.2.1, FHWA DTFH-61-92-C-00106.
49. Iwan, W. y Gates, N. (1979), "Estimating Earthquake Response of simple Hysteretic Structures", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 105, No. EM3.
50. Iwasaki, T., Penzien, J. y Clough, R.W. (1972), "Literature Survey - Seismic Effects on Highway Bridges", Report No. UCB/EERC-72/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
51. Kasai, K., Maison, B.F. y Patel, D. (1990), "An Earthquake Analysis for Building Subjected to a Type of Pounding", Proceedings of the Fourth National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Palm Springs.
52. Kanaan, A.M. y Powell, G.H. (1973), "DRAIN-2D as General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures with Users Guide", Report No. UCB/EERC-73/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
53. Katayama, T., Yamazaki, F., Nagata, S., Lu, L. y Turker, T. (1990), "A Strong Motion Database for the Chiba Seismometer Array and Its Engineering Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19, 365-373.
54. Kikuchi, M. y Aiken, I.D. (1997), "An Analytical Hysteresis Model for Elastomeric Seismic Isolation Bearings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, 215-231.
55. Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. y MacRae G.A. (1995), "Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(12):1623-1643.
56. Kowalsky, M.J. y Priestley, M.J.N. (1997), "Experimental Verification of Direct Displacement-Based Design and Development of Approach for Multiple Degree of Freedom Systems", Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways, Progress in Research and Practice. Federal Highway Administration, Sacramento, California. 651-665
57. Lawson, R., Vance, V. y Krawinkler, H. (1994), "Nonlinear Static Push-Over Analysis - Why, When, and How?", Proceedings of the 5th. US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Chicago, Ill.
58. Litton, R.W. (1975), "A Contribution to the Analysis of Concrete Structures under Cyclic Loading", PhD. Dissertation, University of California at Berkeley.
59. Lobo, F.L. (1994), "Inelastic Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures in Three Dimensions", PhD. Dissertation. State University of New York, Buffalo, NY.
60. Loh, C.H. (1985), "Analysis of the Spatial Variation of Seismic Waves and Ground Movements from SMART-1 Data", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, 561-581.

61. Loh, C.H. y Lin, S.G. (1990), "Directionality and Simulation in Spatial Variation of Seismic Waves", *Engineering Structures*, 12, 134-143.
62. Loh, C.H. y Yeh, Y.T. (1988), "Spatial Variation and Stochastic Modeling of Seismic Differential Ground Movement.", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 183-596.
63. Lu L, Annaka T, Shimada M y Fujitami M. (1994). "Analysis and Modeling of Spatial Coherence of Earthquake Ground Motions", Proceedings of the Fifth US National Conference on Earthquake Engineering. July 10-14, 1994, Chicago IL. Vol. I pp. 199-208.
64. Luco, E. y Wong, H.L. (1986), "Response of a Rigid Foundation to a Spatially Random Ground Motion". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, 891-908.
65. Maffei, J. (1996), "The Seismic Evaluation and Retrofitting of Bridges", Research Report No. 96-2. Department of Civil Engineering. University of Canterbury, New Zealand.
66. Meyer, C. y Roufaiel, M. (1983), "Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, 207-228.
67. Moehle, J.P. (1992), "Displacement Based Design of RC Structures subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8(3):403-428.
68. Moehle, J.P. (1996), "Displacement Based Seismic Design Criteria", Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México.
69. Mokha, A.S., Constantinou, M.C. y Reinhorn, A.M. (1993), "Verification of Friction Model of Teflon Bearings Under Triaxial Load. ", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 119, No. 1, pp. 240-260.
70. Mroz, Z., "An Attempt to Describe the Behavior of Metals under Cyclic Loads using a More General Workhardening Model," *Acta Mechanica*, Vol. 7, 1969.
71. Murota, N., Goda, K., Suzuki, S., Sudo, C. y Suizu, Y. (1994), "Recovery Characteristics of Dynamic Properties of High Damping Rubber Bearings", Proceedings 3rd US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Berkeley, pp. 63-76.
72. Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C. (1989), "Nonlinear Dynamic Analysis of Three-Dimensional Base Isolated Structures (3D-BASIS)", Report No. NCEER-89-0019, National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo.
73. Newmark, N.M. (1959), "A Method of Computing for Structural Dynamics", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 85, No. EM-3, pp. 67-94.
74. NIST (1994), *Standards of Seismic Safety for Existing Federally Owned or Leased Buildings*, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, NISTIR 5382, ICSSC RP-4, Gaithersburg, MD.
75. Novak, M. y Suen, E. (1987), "Dam-foundation interaction under spatially correlated random ground motion", Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
76. Okamoto, S. (1983), "Introduction to Earthquake Engineering", University of Tokyo Press.

77. Ozdemir, H. (1976), "Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures", Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
78. Otani, S. (1974), "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures", *Journal of the Structural Division ASCE*, V. 100, ST7, 1433-1449.
79. Paret, T.F., Sasaki, K.K. y Freeman, S.A. (1996), "Approximate Inelastic Procedures to Identify Failure Mechanisms from Higher Mode Effects", Artículo 966, Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México.
80. Park, Y.J. y Ang, A.H-S. (1985), "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete." *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4), 740-757.
81. Park, Y.J., Reinhorn, A.M. y Kunnath, S.K. (1987), "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear Wall Structures". Report No. NCEER-87-0008. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York, Buffalo, NY.
82. Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, 1992.
83. Pestana, J.M., Mendoza, M.J., Mayoral, J.M., Moss, R.E.S., Sancio, R.B., Seed, R.B., Bray, J.D. y Romo, M.P. (1999), "Preliminary Report on the Geotechnical Engineering Aspects of the June 15 and June 21, 1999, México, Earthquakes of the Churches", University of California at Berkeley. <http://www.eerc.berkeley.edu/mexico>.
84. Prakash, V., Powell, G.H. y Filippou, F.C. (1992), "DRAIN-3DX: Base Program User Guide", Report No. UCB/SEMM-92/29. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
85. Priestley, M.J.N. (1988), "Damage to the I-5/I-605 Separator in the Whittier Earthquake of October 1987," *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 2, pp. 389-405.
86. Priestley, M.J.N., Seible, F. y Chai, Y.H. (1992), "Design Guidelines for Assessment, Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance." Structural Systems Research Project, Report SSRP-92/01. University of California, San Diego.
87. Priestley, M.J.N. (1993), "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality.", Proceedings of the Tom Pauley Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings, La Jolla, CA.
88. Priestley, M.J.N. (1995), "Displacement-Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings," Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Melbourne, Australia, November 1995.
89. Priestley, M.J.N., Seible, F. y Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley, NY.
90. Priestley, M.J.N., Seible, F. y Uang, C.M. (1996), "The Northridge Earthquake of January 17, 1994", Research Report SSRP-94/06, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego.
91. Ramadan O. y Novak M. (1993), "Simulation of Spatially Incoherent Random Ground Motions", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 119 (5): 997-1016.

92. Ramadan O. y Novak M. (1994), "Ground Motion Incoherence, its Modeling and Effects on Structures", en *Structural Safety and Reliability*, Schuëller, Shinozuka y Yao (Eds.). Balkema, Rotterdam. 2195-2200.
93. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", (1993), Diario Oficial de la Federación, México.
94. Reinhorn, A.R., Valles-Mattox, R. y Lysiak, M. (1996), "Simplified Inelastic Response Evaluation Using Composite Spectra", Report, National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York. Buffalo, NY. (en revisión)
95. Requena, M. (1999), "Método Aproximado de Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios Altos", Tesis de Maestría (Estructuras), DEPEFI, UNAM, México.
96. Ricles, J.M., Yang, Y-H. y Priestley, M.J.N. (1998), "Modeling Nonductile R/C Columns for Seismic Analysis of Bridges", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 124, 4, 415-425.
97. Rosenblueth, E. y Herrera, I. (1964), "On a Kind of Hysteretic Damping", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 90, 37-48.
98. Roufaiel, M.S.L. y Meyer, C. (1987), "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 113, 3, 429-443.
99. Saiidi, M., Lawyer, R. y Hart, J. (1986), "User's Manual for ISADAB y SIBA, Computer Programs for Nonlinear Transverse Analysis of Highway Bridges Subjected to Static and Dynamic Lateral Loads", Civil Engineering Department, Report No. CCEER 86-2, University of Nevada, Reno.
100. Saiidi, M. y Sozen, M.A. (1981), "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures", *Journal of the Structural Division ASCE*, V. 115, 2, 937-952.
101. Santa-Cruz, S, Heredia-Zavoni, E. y Harichandran, R. (1999), "Low Frequency-Behavior for Strong Ground Motions in Mexico and Japan", 13th Conference of the Engineering Mechanics Division, ASCE.
102. Sasani, M. y Anderson, D.L. (1996), "Displacement-Based Design versus Force-Based Design for Structural Walls", Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México.
103. Seible, F. (1997), "Research Overview, Highway Bridges and Transportation Systems", Proceedings of the NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994. Vol. III-A. III-44 – III-50.
104. Seible, F. y Priestley, M.J.N. (1997), "Lessons Learned from Bridge Performance During the Northridge Earthquake", Proceedings of the NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994. Vol. III-A. III-278 – III-294.
105. SEISAB-I User Manual (1994), Imbsen & Associates, Inc., Sacramento, California
106. Seneviratna, G.D.P.K. y Krawinkler, H. (1996), "Modifications of Seismic Demands for MDOF Systems", Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México.
107. Shibata, A. y Sozen, M. (1976), "Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C", *Journal of the Structural Division ASCE*, 102(ST1).

108. Spacone, E., Ciampi, V. y Filippou, F. (1992), A Beam Element for Seismic Damage Analysis, Report No. UCB/EERC-92/07, Earthquake Engineering Research Institute, University of California at Berkeley.
109. Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N. (1970), "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", *Journal of the Structural Division ASCE*, 96(12).
110. Tamura, K., Tokida, K-I. y Fukada, H. (1992), "Preliminary Analysis of the Effects of Spatially Correlated Input Motions on The Response of Multi-Span Continuous Bridges", Second US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges. Tsukuba Science City, 7-8 de diciembre. 321-336.
111. Tao, J.R., Krimotat, A. y Sobash, V. (1992), "An Analytical Model for Pounding Between Bridge Structures," Proceedings 3rd NFS Workshop on Bridge Engineering Research in Progress, La Jolla, California, 231-235.
112. Tsopelas, P., Okamoto, S., Constantinou, M.C., Ozaki, D., Fujii, S. (1994), "NCEER-Taisei Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of Systems Consisting of Sliding Bearings, Rubber Restoring Force Devices and Fluid dampers, Volume II", Report No. NCEER-94-0002, National Center for earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY.
113. Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C. y Madam, A. (1996), "IDARC2D Version 4.0. A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Report No. NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
114. Vanmarcke E.H., Heredia-Zavoni E. y Fenton, G.A. (1994), "Conditional Simulation of Spatially Correlated Earthquake Ground Motion", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 119 (11), 2333-2352
115. Vanmarcke, E., Heredia-Zavoni, E. y Fenton, G. (1992), "SIMQUAKE-II. A Program for Conditional Simulation of Earthquake Ground Motions", SM-92-4. School of Engineering and Applied Science, Princeton University.
116. Wallace, J.W. (1995a), "Seismic Design of RC Structural Walls. Part I: New Code Format", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 121(1):75-87.
117. Wallace, J.W. (1994), "New Methodology for Seismic Design of RC Shear Walls", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 120(3):863-884.
118. Wallace, J.W. (1995b), "Seismic Design of RC Structural Walls. Part II: Applications", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 121(1):88-100.
119. Weaver, W. y Gere, J.M. (1990), Matrix Analysis of Framed Structures. 3rd ed. Van Nostrand-Reinhold, New York.
120. Wen, Y.K. (1976), "Method of Random Vibration of Hysteretic Systems". *Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE*, 102(EM2), 249-263.
121. Williams, M.S. y Sexsmith, R.G. (1994), "Review of Methods of Assessing Seismic Damage in Concrete Structures", Technical Report # UBC 94-02, Earthquake Engineering Research Facility, University of British Columbia.

122. Wilson, E.L. (1994), "The Static and Dynamic Analysis of Structures with Limited Number of Nonlinear Elements." Structural Analysis Programs, Inc., Draft, 14 de marzo.
123. Ye, X. (1996), "Evaluación de daño estructural en edificios de Concreto Reforzado Sujetos a Sismos.", Tesis Doctoral. DEPMI, UNAM, México.
124. Zeris, C.A. y Mahin, S.A. (1988), "Analysis of Reinforced Concrete Beam-Columns under Uniaxial Excitation," *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(4), 804-820.
125. Zerva A. (1990). "Response of multi-span beams to spatially incoherent ground motions". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 19, 819-832.
126. Zharah, T.F. y Hall, W.J. (1984), "Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 110(8), 1757-1772.
127. Ziegler, H. (1959), "A Modification of Prager's Hardening Rule", *Quarterly of Applied Mathematics*, 17(1) (1959), 55-65.
128. Zienkiewicz, O.C. (1977), "The Finite Element Method", McGraw-Hill. London, England.