

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“Rehabilitación Sísmica de Pórticos de Acero Resistentes
a Momento con Conexiones Postensadas y Elementos de
Fricción”

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Martha Mariana Caballero Vinueza

GUAYAQUIL – ECUADOR

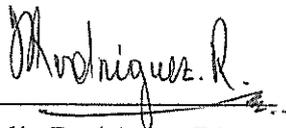
Septiembre, 2005

AGRADECIMIENTO

Agradezco al Dr. Pedro Rojas Cruz, Director de Tesis por su invaluable ayuda, horas de dedicación, apoyo constante y orientación en la realización de esta Tesis.

A Dios por darme la fortaleza, sabiduría, paciencia y perseverancia; a mis padres: Santiago y Mariana y a mi hermano: Santiago; por su innegable dedicación, apoyo y motivación en la desarrollo de este trabajo y durante mis años de formación.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



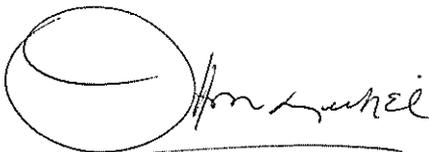
Ing. Julio Rodríguez Ríos
SUB DECANO DE LA FICT
PRESIDENTE



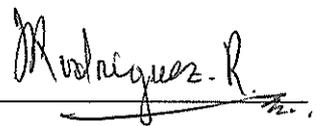
Dr. Pedro Rojas Cruz
DIRECTOR DE TESIS



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



Ing. Otton Lara Montiel
VOCAL



Ing. Julio Rodríguez Ríos
VOCAL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)



BIBLIOTECA FICT
ESPOL



Martha Caballero Vinueza

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE GENERAL	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
RESUMEN	
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 DESCRIPCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.5 NOTACIÓN	5
CAPÍTULO 2. INVESTIGACIÓN PREVIA	14
2.1 GENERALIDADES	14
2.2 CONEXIONES POSTENSADAS DE ACERO (PT)	14
2.2.1 Estudios Experimentales	14
2.2.2 Estudios Analíticos	20
2.3 DISIPADORES PASIVOS DE FRICCIÓN	20
2.3.1 Aplicación a Estructuras Contraventeadas	20
2.3.2 Aplicación a Pórticos Resistentes a Momento	23
2.4 CONEXIONES POSTENSADAS CON ELEMENTOS DE FRICCIÓN (CPEF)	26
2.4.1 Componentes de los Elementos de Fricción	27
2.4.1.1 Superficies Friccionantes Acero –Latón	27
2.4.1.2 Placas de Fricción, Exterior y Espaciadora	28
2.4.1.3 Pernos de Apriete y Pernos de Sujeción	28
2.4.2 Diseño de los Elementos de Fricción	29
2.4.3 Torones Postensados	33
2.4.4 CPEF para edificios nuevos	33
2.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CPEF	34
2.6 SECUENCIA CONSTRUCTIVA DE PÓRTICOS CON CPEF PARA EDIFICIOS EXISTENTES	35
2.7 RESUMEN	35
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE CONEXIONES POSTENSADAS CON ELEMENTOS DE FRICCIÓN	54
3.1 GENERALIDADES.	54
3.2 COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN	54
3.3 COMPORTAMIENTO DE LAS COMPONENTES DE LA CONEXIÓN	56

3.3.1	Relación Fuerza-Deformación de la Placa de Fricción	58
3.3.2	Comportamiento de los Torones Postensados	59
3.4	CAPACIDAD A MOMENTO DE LA CONEXIÓN	63
3.5	MODELO MOMENTO – ROTACIÓN RELATIVA PARA UNA CPEF SUJETA A CARGA CÍCLICA	63
3.5.1	Región de Postensado Inicial	64
3.5.2	Región de Fricción	65
3.5.3	Región de Abertura	65
3.5.4	Región de Abertura Constante	66
3.5.5	Región de Cierre de Abertura	67
3.6	AMORTIGUAMIENTO VISCOZO EQUIVALENTE EN SISTEMAS CPEF	67
3.6.1	Energía Disipada en Sistemas con Amortiguamiento Viscoso	68
3.6.2	Energía Disipada en una CPEF	69
3.6.3	Amortiguamiento Viscoso Equivalente en una CPEF	69
3.6.4	Amortiguamiento Viscoso Equivalente en Sistemas CPEF de Múltiples Grados de Libertad.	69
3.7	RESUMEN	70
 CAPÍTULO 4. DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON CONEXIONES POSTENSADAS Y ELEMENTOS DE FRICCIÓN		 77
4.1	GENERALIDADES	77
4.2	ENFOQUE DEL DISEÑO PROPUESTO	78
4.2.1	Niveles de Desempeño Sísmico de Edificios	78
4.2.1.1	Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata	80
4.2.1.2	Nivel de Desempeño de Prevención de Colapso	80
4.2.2	Niveles Sísmicos	81
4.3	ESTADOS LÍMITES	82
4.3.1	Estados Límites Estructurales Dirigidos por el Criterio de Diseño	83
4.3.1.1	Nivel Aceptable de Desempeño para Ocupación Inmediata	83
4.3.1.2	Nivel Aceptable de Desempeño para Prevención de Colapso	84
4.3.1.3	Nivel No Aceptable de Desempeño para Prevención de Colapso	86
4.3.2	Estados Límites Estructurales No Dirigidos por el Criterio de Diseño	88
4.3.3	Estados Límites No Estructurales	90
4.4	OBJETIVOS DE DISEÑO POR DESEMPEÑO	90
4.5	DEMANDA ESTRUCTURAL	91
4.6	CAPACIDADES ESTRUCTURALES	92
4.7	CRITERIOS DE DISEÑO	92
4.7.1	Criterio para Momento de Descompresión	92
4.7.2	Criterio para Momento de la Abertura Inminente	94
4.7.3	Criterio para la Fluencia de los Torones	95
4.7.4	Criterio para Pandeo Local de la Viga	97
4.7.5	Criterio para la Resistencia y Rigidez de la Viga Colectora	100
4.7.6	Criterio para la Deformación del Sistema Gravitacional	103

4.7.7	Criterio para la Deriva de Entrepiso de Pórtico CPEF	104
4.7.7.1	Límites del Código	104
4.7.7.2	Límites Amplificados	105
4.7.8	Criterio para la Articulación Plástica de Columnas	105
4.7.9	Criterio para Fluencia por Cortante Horizontal de Viga	109
4.7.10	Criterio para la Fluencia por Esfuerzos de Contacto	110
4.7.11	Criterio para la Fluencia de la Zona de Panel	111
4.8	PARÁMETROS DE DISEÑO	113
4.8.1	Número de Torones, N_s	114
4.8.2	Fuerza Inicial de Postensado de cada Torón, t_0	115
4.8.3	Fuerza Inicial Total de Postensado de los Torones, T_0	116
4.8.4	Placa de Refuerzo, L_{rp} , A_{rp}	116
4.8.5	Sección de Viga	117
4.8.6	Fuerza Máxima de Fricción, F_f	117
4.9	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	118
4.9.1	Paso 1: Determinación de Fuerzas Laterales Equivalentes	118
4.9.2	Paso 2: Suposiciones Iniciales Recomendadas	119
4.9.3	Paso 3: Selección de Secciones de Vigas y Columnas	119
4.9.4	Paso 4: Realizar Análisis Elástico	119
4.9.5	Paso 5: Diseño de Vigas Colectoras	121
4.9.6	Paso 6: Estimación de la Demanda Estructural	121
4.9.7	Paso 7: Determinación de la Resistencia Mínima de la Conexión	124
4.9.8	Paso 8: Diseño de la Placa de Refuerzo	124
4.9.9	Paso 9: Diseño de la Zona de Panel	125
4.9.10	Paso 10: Realizar Análisis No-Lineales	125
4.10	RESUMEN	125
 CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO CON CONEXIONES SOLDADAS Y REHABILITADO		 149
5.1	GENERALIDADES	149
5.2	MODELO ANALÍTICO DEL PÓRTICO REHABILITADO CON CPEF	150
5.2.1	Modelo de Vigas, Columnas y Conexiones	151
5.2.2	Modelo de las Zonas de Panel	154
5.2.3	Modelo del Subsuelo	160
5.2.4	Modelo de Columna Gravitacional	161
5.2.5	Modelo de la Masa del Edificio y Vigas Colectoras	162
5.2.6	Aislamiento del Postensado Inicial del Pórtico con Conexiones Postensadas con Elementos de Fricción	163
5.2.7	Propiedades de los Materiales y Cargas Gravitacionales	164
5.2.8	Integración del Tiempo para el Análisis Dinámico	165
5.3	REGISTRO DE ACELERACIONES	165
5.3.1	Espectro de Respuesta y Características Generales de los Registros de Aceleración seleccionados.	167
5.4	DESEMPEÑO SÍSMICO DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO CON CONEXIONES SOLDADAS Y REHABILITADO	168

5.5	PÓRTICOS PROTOTIPO CON CONEXIONES SOLDADAS Y REHABILITADO	170
5.5.1	Descripción del Pórtico Prototipo	171
5.6	ANÁLISIS ESTÁTICO LATERAL	172
5.6.1	Pórticos Rígidos y Sobre resistencia	172
5.6.2	Estados Límites de Pórticos	175
5.6.3	Desplazamiento de Piso y Deriva de Entrepiso	176
5.7	RESPUESTA SÍSMICA	176
5.7.1	Respuesta Sísmica Global	177
5.7.1.1	Desplazamiento y Deriva del Último Piso	177
5.7.1.2	Derivas de Entrepiso	178
5.7.1.3	Deriva Residual de Entrepiso	179
5.7.1.4	Respuesta del Sistema a Gravedad	182
5.7.1.5	Cortante Basal y Cortantes de Piso Normalizados	184
5.7.1.6	Fuerzas de Inercia y Aceleraciones de Piso	185
5.7.1.7	Energía de Entrada	187
5.7.1.8	Índice de Estabilidad	188
5.7.2	Respuesta Sísmica Local	189
5.7.2.1	Conexiones	189
5.7.2.2	Vigas	191
5.7.2.3	Torones	193
5.7.2.4	Columnas	195
5.7.2.5	Zonas de Panel	196
5.8	ESTADOS LÍMITES ALCANZADOS EN CADA ANÁLISIS	198
5.9	RESUMEN	202
CAPÍTULO 6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		253
6.1	RESUMEN	253
6.2	CONCLUSIONES	254
6.3	RECOMENDACIONES	255
REFERENCIAS		

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Especímenes ensayados (Tomado de Ricles et al. 2002)	37
Tabla 2.2	Resultados de los Especímenes ensayados (Tomado de Ricles et al. 2002)	37
Tabla 2.3	Matriz de Especímenes ensayados (Tomado de Garlock et al. 2002)	38
Tabla 2.4	Valores de Respuesta de los Especímenes Ensayados (Tomado de Garlock et al. 2002)	38
Tabla 2.5	Respuesta de PARM con CPT y PARM con Conexiones Soldadas (Tomado de Ricles et al. 2001).	38
Tabla 4.1	Niveles de Desempeño de Edificios (Tomado de FEMA-350, SAC 2000)	127
Tabla 4.2	Niveles de Desempeño Estructural (Tomado de FEMA-350, SAC 2000)	128
Tabla 4.3	Criterios de Diseño	129
Tabla 4.4	Límites de Código para la Deriva (Tomado del IBC 2000 – ICC 2000)	130
Tabla 4.5	Efectos de los Parámetros de Diseño	131
Tabla 5.1	Cargas Muertas para Pórticos Prototipo (Tomado de Garlock 2002)	203
Tabla 5.2	Cargas Vivas para Pórticos Prototipo (Tomado de Garlock 2002)	204
Tabla 5.3	Información de los Sismos Seleccionados	205
Tabla 5.4	Características de los Registros de Aceleraciones al nivel DBE	206
Tabla 5.5	Niveles de Desempeño Sísmico para PARM-TR y Rehabilitado con CPEF	207
Tabla 5.6	Diseño de los Pórticos CR y Rehabilitado (Tomado de Garlock 2002)	207
Tabla 5.7	Resultados del Análisis Elástico de los Pórticos Prototipo (Tomado de Garlock 2002)	208
Tabla 5.8	Períodos (T) y Fracciones de Amortiguamiento Crítico (ξ) para los Seis Modos de los Pórticos Prototipo (Modelo DRAIN)	209
Tabla 5.9	Resultados del Análisis Estático Lateral para los Pórticos TR y Rehabilitado	210
Tabla 5.10	Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Piso, y Deriva Residual de Piso del PARM-TR Rehabilitado.	211
Tabla 5.11	Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Piso, y Deriva Residual de Piso del Sistema Gravitacional.	213
Tabla 5.12	Magnitudes Máximas del Cortante Basal Normalizado, Fuerzas de Inercia, Aceleración de Piso, Energía e Índice de Estabilidad del Análisis con Registros de Aceleraciones	214
Tabla 5.13	Magnitud Máxima de Respuesta de las Vigas CPEF, Vigas TR, y Conexiones del Análisis con Registros de Aceleraciones	216
Tabla 5.14	Magnitud Máxima de Respuesta de las Vigas del Análisis con Registros de Aceleraciones	216

Tabla 5.15	Respuesta Máxima de los Torones PT del Análisis con Registros de Aceleraciones	219
Tabla 5.16	Magnitudes Máximas de Respuesta Inelástica de las Columnas y Zonas de Panel del Análisis con Registros de Aceleraciones	220
Tabla 5.17	Estados Límites alcanzados por los Análisis	222

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Conexión típica viga-columna soldada Pre-Northridge para pórticos de acero resistentes a momento	11
Figura 1.2	(a) Elevación típica de un PARM-CPEF, (b) Detalles de conexión	12
Figura 1.3	Configuración deformada de una CPEF	13
Figura 2.1	Conexión postensada (CPT) de acero: (a) Elevación de un Pórtico de acero con CPT, (b) Detalles de una CPT de acero	39
Figura 2.2	Configuración para los ensayos de Ricles et al. (2002)	40
Figura 2.3	Respuesta Carga Lateral – Desplazamiento Lateral de los Especímenes PC2 (t=7.9mm.) y PC4 (t= 15.9mm.), ilustrando el efecto del espesor del ángulo (Tomado de Ricles et al. 2002)	40
Figura 2.4	Respuesta Carga Lateral – Desplazamiento Lateral de los Especímenes PC3 (g/t=7.2) y PC4 (g/t =4), ilustrando el efecto de la relación g/t del ángulo (Tomado de Ricles et al. 2002)	41
Figura 2.5	Configuración para los ensayos de Garlock et al. (2002)	41
Figura 2.6	Resultados de los ensayos de Garlock et al. (2002): (a) Efectos de T_o , (b) Efectos de L_{mp} , (c) Efectos de N_s , (d) y (e) Espécimen 36s-20-P	42
Figura 2.7	Elevación del pórtico prototipo usado por Ricles et al. (2001)	43
Figura 2.8	Detalle Típico de una CEARL ensayada (Tomado de Grigorian y Popov 1994)	43
Figura 2.9	Estructura ensayada por Grigorian y Popov (1994): (a) Miembros y dimensiones globales, (b) Vista de la estructura sobre la mesa de vibratoria	44
Figura 2.10	Relación Fuerza-Deformación de los especímenes ensayados con CEARL (Tomado de Grigorian y Popov 1992): (a) Superficies deslizantes acero-acero, (b) Superficies deslizantes acero-latón	45
Figura 2.11	Histéresis del sistema contraventeado en el primer piso del espécimen TS1 (Tomado de Grigorian y Popov 1994)	45
Figura 2.12	CEARL para conexiones resistentes a momento (Tomado de Yang y Popov 1995)	46
Figura 2.13	Detalle de un amortiguador rotacional de fricción (Tomado de Yang y Popov 1995)	47
Figura 2.14	Momento-rotación plástica de los Especímenes ensayados con CERARL (Tomado de Yang y Popov 1995): (a) Especímen 7, (b) Especímen 7B	48
Figura 2.15	CPT con elementos de fricción localizados en el alma de la viga (Petty 1999)	49
Figura 2.16	Coeficientes de fricción en cada ciclo del ensayo F2: (a) estático, (b) cinético (Petty 1999)	50
Figura 2.17	Comportamiento de la fricción de los Especímenes F1 y F2 (Petty 1999): (a) Especímen F1, (b) Especímen F2	51
Figura 2.18	Comportamiento de la Fricción del Especímen F4 (Tomado de Petty 1999)	52
Figura 2.19	Detalle de la CPEF (Tomado de Rojas 2003): (a) Configuración deformada, (b) Diagrama de cuerpo libre de los elementos de	

	fricción, (c) Vista en planta de la placa de fricción	53
Figura 3.1	Respuesta cíclica idealizada de una CPEF: (a) Momento-Rotación Relativa de la Conexión, (b) Carga Lateral-Desplazamiento de un Cruciforme con CPEF	71
Figura 3.2	Diagrama de cuerpo libre de una CPEF	72
Figura 3.3	Relación Fuerza-Deformación de una placa de fricción a tensión	73
Figura 3.4	Comportamiento de los torones PT después de producirse la abertura en una conexión interior: (a) Configuración deformada, (b) Relación Fuerza – Deformación de los torones PT	74
Figura 3.5	Modelo analítico $M-\theta_r$ de una CPEF	75
Figura 3.6	Fuerzas de contacto en la entrecara viga-columna: (a) después del postensado inicial, (b) antes de la descompresión, (c) en la descompresión, (d) en la abertura inminente	75
Figura 3.7	Energía disipada, E_D , en un sistema de UGDL con amortiguamiento viscoso	76
Figura 3.8	Energía disipada en una CPEF	76
Figura 4.1	Objetivos Mínimos del Diseño por Desempeño para los diferentes Grupos Sísmicos según el Uso (SUGs) de las edificaciones (Tomado de FEMA 350)	135
Figura 4.2	Estados Límites Estructurales de una CPEF: (a) Escenario A, (b) Escenario B	136
Figura 4.3	Deformaciones Unitarias en los especímenes 36s-30 sobre el lado este del ala superior de la viga cercana a la placa de refuerzo. Se denotan los puntos de “deformación máxima” (DM) y fuerza de postensado máxima (T_{max}) (Tomado de Garlock 2002).	137
Figura 4.4	Deformaciones Unitarias en los especímenes 36s-30-P sobre el lado este del ala superior de la viga cercana a la placa de refuerzo. Se denotan los puntos de “deformación máxima” (DM) y fuerza de postensado máxima (T_{max}) (Tomado de Garlock 2002).	138
Figura 4.5	Respuesta Fuerza Total de PT – Desplazamiento (Tomado de Garlock 2002): (a) Especímen 36s-30, (b) Especímen 36s-30-P	139
Figura 4.6	Objetivos de Diseño por Desempeño del pórtico CPEF: (a) Objetivos de diseño por desempeño al nivel local de la conexión, (b) Objetivos de diseño por desempeño al nivel global.	140
Figura 4.7	Momento – rotación relativa de una CPEF	141
Figura 4.8	Diagrama de momento en viga y esfuerzos cortantes en el alma de la viga (Tomado de Rojas 2003): (a) diagrama de momento de la viga, (b) diagrama de cuerpo libre usado para analizar el cortante horizontal del alma de la viga.	142
Figura 4.9	Vista en planta de la interacción del diafragma de piso con el Pórtico CPEF (Tomado de Rojas 2003).	143
Figura 4.10	Vista en elevación de la expansión del pórtico CPEF a medida que las conexiones se abren: (a) Pórtico CPEF no deformado, (b) Pórtico CPEF no deformado.	143
Figura 4.11	Fuerzas usadas para diseñar la viga colectora.	144
Figura 4.12	Ensayos experimentales en conexiones a cortante viga-columna de	

	acero (Tomado de Liu y Astaneh-Asl 2000): (a) Espécimen Típico, (b) Configuración del ensayo.	145
Figura 4.13	Curvas de capacidad de la columna (Tomado de Garlock 2002).	146
Figura 4.14	Diagrama de flujo del procedimiento de diseño (Tomado de Rojas 2003)	147
Figura 4.15	Respuesta del cortante basal – desplazamiento total de un pórtico CPEF.	148
Figura 4.16	Comportamiento Momento mínimo – Rotación Relativa de una CPEF.	148
Figura 5.1	Pórtico prototipo usado para el estudio analítico de PARM-TR y REHABILITADO: (a) disposición en planta del sistema estructural, (b) secciones del pórtico resistente a momento.	223
Figura 5.2	Modelo del PARM-TR.	224
Figura 5.3	Modelo del PARM-TR Rehabilitado.	225
Figura 5.4	Modelo en DRAIN-2DX de un Cruciforme con CPEF.	226
Figura 5.5	Modelo de la Abertura: (a) Descripción, (b) Relación esfuerzo- deformación a través de cada segmento.	227
Figura 5.6	Modelo de las Columnas.	228
Figura 5.7	Modelo DRAIN de la zona de panel: (a) Modelo de Krawinkler, (b) Comportamiento Cíclico.	228
Figura 5.8	Modelo DRAIN de la Zona de Panel (conexión interior): (a) cruciforme viga-columna, (b) fuerzas actuantes en la zona de panel, (c) modelo DRAIN de la zona de panel, (d) diagrama de fuerza cortante.	229
Figura 5.9	Comportamiento de la zona de panel interior en una CPEF: (a) Configuración deformada, (b) Diagrama de cuerpo libre en el límite exterior de la zona de panel, (c) Diagrama de cortante.	230
Figura 5.10	Comportamiento de la zona de panel exterior de una CPEF: (a) Configuración deformada, (b) Diagrama de cuerpo libre en el límite exterior de la zona de panel, (c) Diagrama real de fuerza cortante, (d) Diagrama de fuerza cortante.	231
Figura 5.11	Elevación del Pórtico Prototipo.	232
Figura 5.12	Comparación de la relación esfuerzo-deformación usada en el modelo DRAIN con las propiedades promedio del acero A992.	232
Figura 5.13	Espectro de respuesta de la pseudo-aceleración para los registros de aceleraciones usados en el análisis.	233
Figura 5.14	Cortante basal normalizado vs. deriva total.	234
Figura 5.15	Distribución de los cortantes de entrepiso normalizados al 5% de la deriva total.	234
Figura 5.16	Estados límites para PARM-TR Rehabilitado con CPEF y PARM-TR.	235
Figura 5.17	Desplazamientos de piso y derivas de piso al 5% de la deriva total, del análisis estático lateral: (a) desplazamientos de entrepiso, (b) derivas de entrepiso	235
Figura 5.18	Desplazamientos máximos de piso para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleraciones Canoga: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	236

Figura 5.19	Derivas máximas de entrepiso obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	236
Figura 5.20	Derivas máximas de entrepiso para los PARM-TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleración Canoga: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	237
Figura 5.21	Derivas residuales de entrepiso obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	237
Figura 5.22	Derivas Residuales de entrepiso para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleración Canoga: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	238
Figura 5.23	Desplazamiento de último piso obtenidos del análisis de registros de aceleraciones para el nivel DBE.	239
Figura 5.24	Desplazamiento de último piso obtenidos del análisis de registros de aceleraciones para el nivel MCE.	240
Figura 5.25	Desplazamientos Residuales de piso para el pórtico TR y TR Rehabilitado obtenidos del análisis de registros de aceleraciones al nivel DBE y MCE.	241
Figura 5.26	Derivas Máximas de entrepiso del sistema gravitacional del PARM-TR Rehabilitado obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	242
Figura 5.27	Deriva Residual de entrepiso del sistema gravitacional del PARM-TR Rehabilitado obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	242
Figura 5.28	Cortantes máximos de entrepiso normalizado del análisis con registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	243
Figura 5.29	Cortantes máximos de entrepiso normalizado para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujeto al registro de aceleración Canoga; (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.	243
Figura 5.30	Fuerzas de inercia máximas normalizadas obtenidas del análisis de registro de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	244
Figura 5.31	Aceleraciones máximas de piso obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	244
Figura 5.32	Índice de Estabilidad, λ_u , del análisis de registros de aceleraciones: (a) Rehabilitado con CPEF (b) TR al nivel DBE; (c) Rehabilitado con CPEF y (d) TR al nivel MCE.	245
Figura 5.33	Máximo momento normalizado en la conexión (tramos interiores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	246
Figura 5.34	Máximo momento normalizado en la conexión (tramos exteriores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	246
Figura 5.35	Máximas rotaciones relativas o plásticas (tramos interiores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.	247
Figura 5.36	Máximas rotaciones relativas o plásticas (tramos exteriores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.	247

Figura 5.37	Comportamiento de PARM-TR Rehabilitado y PARM-TR sujetos al registro de aceleraciones Miyagi al nivel MCE; Tramo 3, lado izquierdo.	248
Figura 5.38	Respuesta $M/M_p, n-\theta_p$ de la viga del PARM-TR sujeto al registro de Canoga al nivel MCE, Tramo 4 del Piso 1: (a) lado izquierdo y (b) lado derecho.	249
Figura 5.39	Máximas fuerzas axiales normalizadas de las vigas del PARM-TR obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.	249
Figura 5.40	Máximas fuerzas axiales normalizadas de las vigas del PARM-TR obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.	250
Figura 5.41	Comparación entre las máximas fuerzas axiales y la máxima fuerza de PT para el pórtico Rehabilitado con CPEF obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.	250
Figura 5.42	Máximas rotaciones plásticas de las columnas del análisis de registros de aceleraciones: (a) Rehabilitado con CPEF (c) TR al nivel DBE; (b) Rehabilitado con CPEF y (d) TR al nivel MCE.	251
Figura 5.43	Máximas rotaciones plásticas de las zonas de panel interiores del análisis de registros de aceleraciones: (a) Rehabilitado con CPEF (c) TR al nivel DBE; (b) Rehabilitado con CPEF y (d) TR al nivel MCE.	252

RESUMEN

El presente trabajo propone el uso de una conexión postensada con elementos de fricción (CPEF) para la rehabilitación sísmica de pórticos de acero resistentes a momento (PARM) en edificios existentes. La conexión tiene excelente ductilidad, adecuada resistencia, minimiza la deformación inelástica a las componentes de la conexión y tiene la capacidad de auto – centrarse. La conexión utiliza torones postensados (PT) de alta resistencia ubicados en forma paralela a la viga, los cuales son postensados después de que los elementos de fricción son instalados en las alas de la viga. Los elementos de fricción consisten en una placa de fricción estacionaria intercalada entre dos placas de latón, las que a su vez se insertan entre una placa de refuerzo y una exterior. Todas las placas están empernadas a las alas de las vigas.

Ante la aplicación de un momento, la conexión inicialmente se comporta como una conexión totalmente restringida (TR), en donde la rigidez inicial es similar a aquella de una conexión a momento soldada TR. Con el incremento de momento, la rotación de la viga es restringida por la fuerza inicial de postensado y la fuerza de fricción que se desarrolla en las superficies de la placa de fricción. Una vez que la magnitud del momento aplicado alcanza la resistencia a momento proporcionada por la fuerza inicial de postensado en los torones y la fuerza máxima de fricción, ocurre una abertura entre la cara de la columna y el ala a tensión de la viga. A medida que el momento flector disminuye y tiende a cero, la abertura se cierra por lo que no existe deformación permanente en la conexión. Los torones PT proporcionan la capacidad auto-centrante de la conexión mientras que la capacidad de disipación de energía de la conexión está relacionada a la fuerza de fricción entre las superficies acero-latón.

El cortante vertical de la viga en exceso del cortante gravitacional es resistido por las fuerzas de fricción desarrolladas en la entrecara viga-columna debido a la presencia de la fuerza de compresión de la viga.

El objetivo principal de este estudio tiene como finalidad evaluar el desempeño sísmico de un PARM rehabilitado con CPEF (PARM-TR Rehabilitado) para luego compararlo con el desempeño sísmico de un PARM con conexiones soldadas totalmente restringidas (PARM-TR). El modelo analítico desarrollado para el PARM-TR Rehabilitado con CPEF mediante el programa DRAIN-2DX fue sometido a diferentes registros de aceleraciones simulando dos niveles sísmicos específicos.

Los resultados de los análisis dinámicos no-lineales demostraron que el desempeño sísmico del PARM-TR Rehabilitado es satisfactorio en términos de resistencia, disipación de energía, deformación y capacidad auto-centrante para niveles de Sismo de Diseño (DBE) y Sismo Máximo Considerado (MCE). Bajo ambos niveles sísmicos, DBE y MCE, la deriva residual de entrepiso fue mínima manteniéndose intacta la capacidad auto-centrante del sistema. Los análisis indican que el desempeño sísmico de un pórtico rehabilitado con CPEF es superior al de un pórtico resistente a momentos con conexiones soldadas.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN

El desempeño inadecuado de pórticos de acero resistentes a momento (PARM) en recientes terremotos ha causado mucha preocupación. Durante el Terremoto de Northridge de 1994, muchos edificios con pórticos de acero sufrieron fracturas prematuras inesperadas en sus conexiones soldadas. La Figura 1.1 muestra una conexión soldada típica viga-columna Pre-Northridge para PARM. La conexión está compuesta por soldadura de penetración completa entre las alas de la viga y la cara de la columna, con el alma de la viga empernada a una placa de cortante soldada a la columna. La práctica del diseño estándar antes del sismo de Northridge asumía que estas conexiones eran capaces de resistir ciclos repetidos inelásticos de deformación. Sin embargo, la ocurrencia de estas fracturas prematuras originó la revisión de la práctica del diseño y de la construcción para edificios con PARM. La investigación reciente en esta área ha proporcionado nuevos detalles para la construcción de PARM, pero estos nuevos detalles son muy costosos de fabricar. Adicionalmente, el uso de la conexión estándar para PARM normalmente resulta en daño y deriva permanente en el PARM luego de un sismo severo.

Como una alternativa para edificios con conexiones soldadas, Rojas (2003) desarrolló una conexión postensada con elementos de fricción (CPEF) para el uso en

PARM de edificios nuevos. Posteriormente, Rojas (2004) extendió el concepto de CPEF para la rehabilitación sísmica de PARM de edificios existentes. La Figura 1.2(a) muestra la elevación esquemática de un PARM con CPEF (PARM-CPEF). Los detalles de la conexión se muestran en la Figura 1.2(b). La conexión utiliza torones postensados (PT) de alta resistencia ubicados en forma paralela a la viga, los cuales son postensados después de que los elementos de fricción son instalados en las alas de la viga. Debido a la fuerza inicial de postensado aplicado a los torones, las alas de la viga están comprimidas contra las alas de la columna. Las placas de refuerzo son colocadas en las alas de la viga para limitar la fluencia a la compresión de la viga y de este modo, minimizar la posibilidad de que ocurra daño estructural. Entre las alas de la columna y las alas de la viga se colocan placas de relleno de tal forma que solamente las alas de la viga y las placas de refuerzo estén en contacto con la columna. De esta forma, el alma de la viga queda protegida de alcanzar fluencia bajo esfuerzos de aplastamiento.

Los elementos (disipadores) de fricción están colocados en las alas de la viga. Estos elementos constan de una placa de fricción estacionaria intercalada entre dos placas de relleno de latón, las que a su vez se insertan entre una placa de refuerzo y una exterior. Todas las placas están empernadas a las alas de las vigas. Agujeros de ranura larga son taladrados en la placa de fricción. La placa de fricción está adherida al ala de una Te estructural que también sirve como placa de relleno. La fricción se genera cuando las alas de las vigas se deslizan contra la placa de fricción estacionaria al rotar la viga alrededor del centro de rotación situado en el centroide de las placas de refuerzo. La Figura 1.3 presenta la configuración deformada de la conexión. Las

placas de relleno de latón son usadas para producir una fuerza de fricción estable y para controlar la capacidad de energía de una CPEF (Grigorian y Popov, 1993; Petty 1999). Una placa de cortante está empernada al alma de la viga (con agujeros de ranura larga) y soldada al ala de la columna para transmitir las fuerzas cortantes gravitacionales de la viga. El cortante vertical de la viga en exceso del cortante gravitacional es resistido por las fuerzas de fricción desarrolladas en la entrecara viga-columna debido a la presencia de la fuerza de compresión de la viga, la cual produce la fuerza normal requerida para desarrollar las fuerzas de fricción.

Una CPEF diseñada apropiadamente tiene varias ventajas: (1) la conexión es ejecutada con materiales convencionales; (2) la conexión tiene una rigidez inicial similar a aquella de una conexión soldada; (3) la conexión es auto-centrante sin deformación permanente; y (4) los elementos de fricción disipan la energía proveniente del sismo por lo que las columnas y las vigas permanecen prácticamente elásticas.

1.2 OBJETIVOS

Los objetivos de esta investigación consistieron en:

- Evaluar el desempeño sísmico de pórticos de acero resistentes a momento (PARM), cuyas conexiones originales eran totalmente restringidas (TR), rehabilitados con CPEF (PARM – TR Rehabilitado).
- Comparar el desempeño sísmico de un PARM – TR Rehabilitado con CPEF con el desempeño sísmico de un pórtico de acero resistente a momento con conexiones soldadas convencionales (PARM – TR).

1.3. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

Para poder cumplir con los objetivos de esta investigación, se desarrolló una investigación analítica del PARM - TR Rehabilitado con CPEF. El alcance de esta investigación consistió en:

- (1) Evaluación sísmica del PARM - TR Rehabilitado con CPEF. Se desarrollaron análisis dinámicos no-lineales para estudiar el comportamiento del sistema estructural ante ocho registros de aceleraciones escalados a niveles de Sismo de Diseño (DBE) y Sismo Máximo Considerado (MCE).
- (2) Comparación del desempeño sísmico entre el PARM – TR Rehabilitado con CPEF con el desempeño sísmico de pórticos de acero resistentes a momento con conexiones soldadas convencionales (PARM – TR). La comparación fue realizada tomando en cuenta el grupo de ocho registros de aceleraciones escalados a niveles sísmicos DBE y MCE.

1.4. ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación se encuentra dividida en cinco capítulos (Capítulos 2-6). El Capítulo 2 presenta la revisión de las investigaciones previas más relevantes a sistemas estructurales provistos de conexiones relacionadas a las CPEF. Además se detallan las principales características, elementos, ventajas y desventajas de una CPEF, así como también se propone una secuencia constructiva para la rehabilitación sísmica de PARM – TR con CPEF.

El Capítulo 3 presenta las ecuaciones teóricas simplificadas que permiten estimar el comportamiento de una Conexión Postensada con Elementos de Fricción.

El Capítulo 4 define los niveles de desempeño sísmico de edificios y niveles sísmicos. El capítulo también presenta brevemente los estados límites estructurales y capacidades de un sistema CPEF. Además, se definen los objetivos y criterios de diseño para cada estado límite con el propósito de satisfacer los objetivos de diseño por desempeño. Finalmente, se incluye el procedimiento de diseño para el diseño de un pórtico CPEF.

El Capítulo 5 describe el modelo analítico del PARM - TR Rehabilitado con CPEF desarrollado con la ayuda del programa de computación DRAIN-2DX. Se describen los ocho registros de aceleraciones usados en el análisis dinámico no-lineal de los pórticos. Adicionalmente, la respuesta global y local del pórtico con conexiones soldadas se compara a la respuesta del pórtico rehabilitado mediante los resultados de los análisis no-lineales estático lateral y de registro de aceleraciones. Finalmente se evalúan los estados límites alcanzados por el pórtico Rehabilitado y se presenta un resumen de los resultados de los análisis.

Finalmente, el Capítulo 6 presenta el resumen y las conclusiones de la investigación.

1.5. NOTACIÓN

El siguiente es un resumen de las notaciones y siglas usadas frecuentemente en esta disertación:

a = aceleración de piso;
A_s = área total de todos los torones;

A_b	=	área de la viga o del perno;
A	=	área de la columna;
A_{rp}	=	área de la sección transversal de la placa de refuerzo;
A_w	=	área del alma de la columna;
b_f	=	ancho del ala;
c	=	distancia al eje neutro de la viga referenciado a partir de la fibra superior de la viga;
C	=	fuerza de contacto en el lado de compresión de la viga;
C_d	=	factor amplificador de deflexión (código);
C_f	=	fuerza de contacto en el ala de la viga;
C_{pz}	=	constante usada en la definición de la deformación de la zona de panel;
C_{rp}	=	fuerza de contacto en la placa de refuerzo;
C_s	=	coeficiente de respuesta sísmica (código);
C^T	=	fuerza de contacto en el lado a tensión de la viga;
C_y	=	factor que controla el nivel de fluencia en la zona de panel;
C_θ	=	factor de corrección para la deriva de entrepiso;
C_ξ	=	factor de corrección para el amortiguamiento viscoso;
d_b, d_c	=	peralte de la viga y columna, respectivamente;
d_1	=	distancia entre la fuerza de contacto y la la fuerza de fricción;
d_2	=	distancia entre el centroide de la viga y la fuerza de contacto;
D	=	distancia de la zona de falla de ruptura a la región;
DBE	=	Sismo de Diseño;
E	=	módulo de elasticidad;
E_D	=	energía disipada por un sistema de UGDL con amortiguamiento viscoso;
$E_{\text{histerético}}$	=	energía histerética;
E_I	=	energía de entrada;
$E_{I,c}$	=	energía total disipada en una CPEF interior;
E_{So}	=	energía de deformación en una CPEF interior;
E_{sh}	=	módulo de endurecimiento por deformación;
E_{viscosa}	=	energía viscosa;
EPA	=	aceleración máxima efectiva;
EPV	=	velocidad máxima efectiva;
$f_{cb,x}$	=	fuerza de la viga colectora en el piso x;
f_x	=	fuerza desarrollada en las vigas colectoras al nivel x debido a la interacción con el pórtico CPEF;
$f_{D,max}$	=	fuerza máxima de amortiguamiento para sistemas de UGDL con amortiguamiento viscoso;
f_p	=	fuerza cortante que produce la fluencia de la viga colectora;
F	=	fuerza de fricción;
F_f	=	fuerza de fricción máxima;
F_{fd}	=	fuerza axial de la viga producto de la interacción con los diafragmas de piso;
F_i	=	fuerza inercia;
F_{tf}	=	fuerza de tensión en el ala de la viga;
F_{twe}	=	fuerza de tensión en la región elástica del alma de la viga;
F_{twy}	=	fuerza de tensión en la región de fluencia del alma de la viga;
F_{ub}	=	resistencia a la tensión del material del perno;

F_x	=	fuerza de inercia del diafragma de piso en el nivel x;
$F_{x,d,des}$	=	fuerza de diseño del diafragma de piso en el nivel x (código);
$F_{x,des}$	=	fuerza lateral equivalente de diseño aplicada en cada piso x (código);
G	=	módulo de cortante;
h_f	=	altura total del edificio medida desde la planta baja hasta el último piso
h_{pz}	=	altura de la zona de panel igual a el peralte de la viga más las placas de refuerzo;
I_b	=	momento de inercia de la viga;
I_c	=	momento de inercia de la columna;
I_E	=	factor de importancia ocupacional;
k_b	=	rigidez axial de la viga ($A_b E/L_b$);
k_s	=	rigidez axial de los torones ($A_s E/L_s$);
K_{bsmt}	=	rigidez del sótano;
K_{cb}	=	rigidez de la viga colectora actuando paralelo al desplazamiento lateral del pórtico;
$K_{f\Delta}$	=	rigidez (elástica) inicial del pórtico = V/Δ_{total} ;
K_s	=	rigidez de los elementos de fricción;
K_{fd}^{θ}	=	contribución de la rigidez del diafragma de piso a la rigidez a flexión de la conexión ($M-\theta_r$);
K_s^{θ}	=	contribución de la rigidez de los torones a la rigidez a flexión de la conexión ($M-\theta_r$);
K_{2-4}^{θ}	=	rigidez a flexión de la conexión ($M-\theta_r$) después de producida la abertura;
K_{θ}	=	rigidez secante en la curva $M-\theta_r$ de una CPEF;
L_b	=	longitud libre de la viga;
L_{fp}	=	longitud de la placa de fricción;
L_{gap}	=	longitud del elemento abertura;
L_{ph}	=	longitud de articulación plástica en las columnas;
L_{rp}	=	longitud de la placa de refuerzo;
L_s	=	longitud de los torones (en un cruciforme ésta es de anclaje a anclaje);
L_{sp}	=	longitud de la placa espaciadora;
L_{st}	=	longitud de la placa de cortante;
m	=	masa o media;
$m+\sigma$	=	media más una desviación estándar;
M	=	momento en la conexión/magnitud de un terremoto;
M_b	=	demanda de momento de la viga en el nudo viga-columna;
M_c	=	capacidad a momento de la columna en el nudo viga – columna o en el apoyo de la columna;
$M_{cb,p}$	=	capacidad a momento plástico de la viga colectora;
M_d	=	momento de descompresión;
M_{des}	=	momento de diseño obtenido a partir del análisis estático lateral;
M_{DBE}	=	momento desarrollado en la conexión al nivel DBE;
M_{Ff}	=	momento producido por la fuerza de fricción máxima en una CPEF;
M_{IGO}	=	momento de abertura inminente;
M_{max}	=	momento máximo de la conexión;
M_{rp}	=	momento en la placa de refuerzo;
M_{MCE}	=	momento desarrollado en la conexión al nivel MCE;
$M_{p,n}$	=	capacidad a momento plástico;

M_{pzs}	=	momento desarrollado en los resortes que modelan la zona de panel;
$M_{torón}$	=	contribución de los torones al momento desarrollado en una CPEF;
M_v	=	momento en el centroide de la columna producido por la fuerza cortante en la articulación plástica de la viga para PARM-TR;
MCE	=	Sismo Considerado Máximo;
MID	=	desplazamiento incremental máximo;
MIV	=	velocidad incremental máxima;
MGDL	=	múltiples grados de libertad
MPE	=	Evento Máximo Probable;
n	=	número de planos de corte;
N	=	fuerza normal desarrollada en los elementos de fricción;
N_s	=	número total de torones postensados;
P	=	carga axial viga o columna;
P_c	=	carga axial de la columna;
P_{DBE}	=	carga axial de la viga al nivel DBE;
P_{MCE}	=	carga axial de la viga al nivel MCE;
P_u	=	carga axial factorada de la columna;
P_y	=	carga axial en la viga (o columna) que causa fluencia por compresión en la sección transversal;
PARM-TR=	=	pórtico de acero resistente a momento con conexiones totalmente restringidas;
PGA	=	aceleración máxima del terreno;
PGD	=	desplazamiento máximo del terreno;
PGV	=	velocidad máxima del terreno;
R	=	factor de modificación de respuesta;
R_y	=	factor de modificación del esfuerzo de fluencia;
S_a	=	pseudo-aceleración espectral;
S_d	=	pseudo-velocidad espectral;
SI	=	intensidad espectral;
t	=	espesor de los ángulos para las CPT;
t_{dp}	=	espesor de la doble placa;
t_f	=	espesor del ala;
t_{fp}	=	espesor de la placa de fricción;
t_o	=	fuerza inicial de postensado por torón (T_o/N_s);
t_{pz}	=	espesor de la zona de panel (i.e., $t_w + t_{dp}$);
t_{rp}	=	espesor de las placas de refuerzo;
t_{st}	=	espesor de la placa de cortante;
t_u	=	fuerza última de postensado por torón (T_u/N_s);
t_w	=	espesor del alma;
t_y	=	fuerza de fluencia de postensado de un torón;
T	=	fuerza total de postensado;
T_1	=	período fundamental;
T_2	=	período del segundo modo;
T_{des}	=	período de diseño del edificio, usado en el procedimiento de fuerzas laterales equivalentes (máximo valor permitido);
T_o	=	fuerza total de postensado inicial
T_u	=	fuerza última de postensado en los torones;
T_{max}	=	fuerza máxima total de postensado en los torones;

T_y	=	fuerza total de postensado cuando los torones entran en fluencia;
TR	=	totalmente restringida;
TP	=	torones postensados;
u	=	desplazamiento de la estructura;
UGDL	=	un grado de libertad;
\ddot{u}_g	=	aceleración del terreno;
V_b, V_c	=	cortante en la viga y columna, respectivamente;
V_{des}	=	cortante basal de diseño del código;
V_{DBE}, V_{MCE}	=	cortante basal a los niveles DBE y MCE, respectivamente;
V_{MAX}	=	cortante basal máximo al 5% de deriva total;
V_{pz}	=	cortante de la zona de panel;
$V_{pz,u}$	=	cortante último de la zona de panel en $4\gamma_{pz,y}$;
$V_{pz,y}$	=	cortante de la zona de panel en fluencia;
$V_{w,Lrp}$	=	fuerza equivalente a la suma del esfuerzo cortante horizontal en el alma a lo largo de la placa de refuerzo;
V_x	=	cortante de entrepiso en el piso x;
V_y	=	cortante basal a la primera fluencia;
w_i y w_x	=	porción de W asignada al nivel i ó x;
w_{fp}	=	ancho de la placa de fricción;
w_{rp}	=	ancho de la placa de refuerzo;
w_{st}	=	ancho de la placa de cortante;
W	=	peso sísmico muerto del edificio o pórtico;
Z	=	módulo plástico de la sección;
α_p	=	factor de precarga para apretar los pernos;
α_{DBE}	=	factor de modificación de momento para M_{DBE} en el diseño de CPEF;
α_{IGO}	=	factor de modificación de momento para M_{IGO} en el diseño de CPEF;
α_{MCE}	=	factor de modificación de momento para M_{MCE} en el diseño de CPEF;
δ_b	=	acortamiento de la viga debido al incremento en la fuerza de postensado de los torones después de la descompresión;
δ_s	=	elongación total de los torones;
Δ	=	desplazamiento de la parte superior de la columna;
Δ_A	=	deriva máxima de entrepiso permitida (código);
Δ_{cb}	=	deformación de las vigas colectoras;
Δ_{el-des}	=	Δ_{total} elástico producido por el V_{des} ;
Δ_{piso}	=	desplazamiento del centro de la masa del sistema gravitacional;
$\Delta_{pórtico}$	=	desplazamiento de la columna central del pórtico CPEF;
Δ_{gap}	=	desplazamiento de la abertura en una CPEF;
Δ_{total}	=	desplazamiento total;
Δ_s	=	elongación de los torones debido a la abertura inminente;
ϵ	=	deformación unitaria en las alas de las vigas al final de las placas de refuerzo;
ϵ_y	=	deformación unitaria de fluencia;
ϕR_n	=	resistencia de diseño para los pernos;
ϕ_b	=	diámetro del perno;
$\phi_t T_n$	=	resistencia de diseño a tensión para las placas;
γ	=	distorsión de la zona de panel
$\gamma_{pz,y}$	=	distorsión de la zona de panel en fluencia;

γ_1, γ_2	=	factor usado para calcular F_{fd} ;
η	=	razón entre la deformación de la viga y la deformación unitaria de fluencia;
λ_u	=	índice de estabilidad;
μ	=	coeficiente de fricción;
θ	=	deriva de entrepiso;
$\theta_{DBE}, \theta_{MCE}$	=	deriva de entrepiso ante los niveles DBE y MCE, respectivamente;
θ_{grav}	=	deriva de entrepiso del sistema gravitacional del pórtico Rehabilitado con CPEF;
θ_{MAX}	=	deriva de entrepiso al 5% de deriva total;
θ_p	=	rotación plástica (viga, columna, o zona de panel);
θ_{pz}	=	rotación de la zona de panel;
$\theta_{pz,p}$	=	rotación plástica de la zona de panel;
θ_r	=	rotación relativa entre viga y columna;
$\theta_{r,bb}$	=	rotación relativa al estado límite para pandeo local de la viga;
$\theta_{r,cb}$	=	rotación relativa al estado límite para fluencia de la viga colectora;
$\theta_{r,DBE}, \theta_{r,MCE}$	=	demanda de la rotación relativa a los niveles DBE y MCE, respectivamente;
$\theta_{r,max}$	=	rotación relativa máxima;
$\theta_{r,s}$	=	rotación relativa al estado límite de torones en fluencia;
θ_{res}	=	deriva residual de entrepiso;
$\theta_{res,grav}$	=	deriva residual de entrepiso del sistema gravitacional en un edificio con CPEF;
θ_{total}	=	deriva total;
$\theta_{total,y}$	=	deriva total a la primera fluencia;
$\theta_{total,DBE}$	=	deriva total al nivel DBE;
$\theta_{total,MCE}$	=	deriva total al nivel MCE;
$\theta_{total,MAX}$	=	deriva total al 5% de la deriva total;
θ_y	=	deriva de entrepiso a la primera fluencia;
θ_3	=	θ_r en la inversión de carga;
θ_4	=	θ_r cuando los torones entran en fluencia;
ξ	=	razón de amortiguamiento viscoso;
$\xi_{eq,c}$	=	amortiguamiento viscoso equivalente en una CPEF;
$\xi_{eq,MGDL}$	=	amortiguamiento viscoso equivalente en un sistema de MGDL;
σ_c	=	esfuerzo de compresión;
σ_t	=	esfuerzo de tensión;
σ_{yb}	=	esfuerzo de fluencia de la viga;
σ_{yf}	=	esfuerzo de fluencia de las alas de la viga;
σ_{yw}	=	esfuerzo de fluencia del alma de la viga;
τ_w	=	esfuerzo cortante en el alma de la viga;
$\tau_{w,y}$	=	esfuerzo cortante de fluencia del alma de la viga;
$\Omega_{DBE}, \Omega_{MCE}$	=	sobrerresistencia = V_{DBE}/V_{des} y V_{MCE}/V_{des} , respectivamente;
Ω_{MAX}	=	sobrerresistencia al nivel de deriva total del 5%;
Ω_o	=	sobrerresistencia para Pórtico Especiales Resistentes a Momento (código);
Ω_y	=	sobrerresistencia en la primera fluencia.

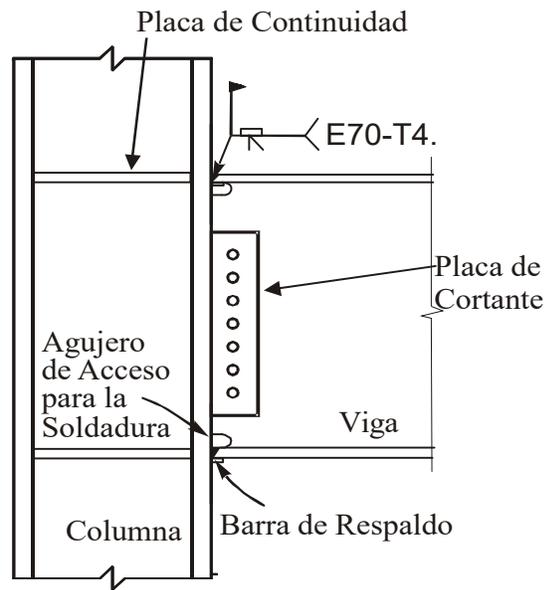


Figura 1.1 Conexión típica viga-columna soldada Pre-Northridge para pórticos de acero resistentes a momento.

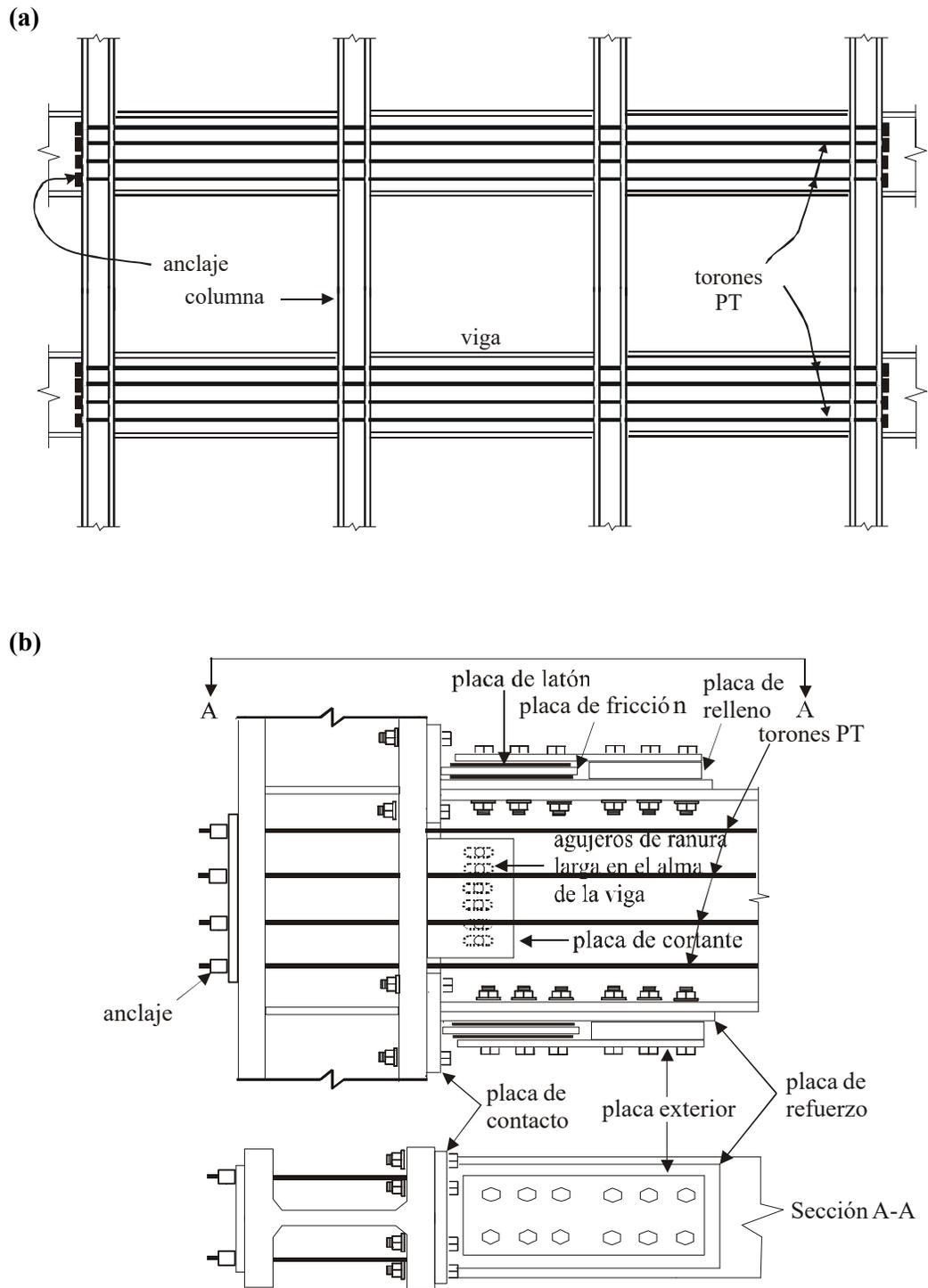


Figure 1.2 (a) Elevación típica de un PARM-CPEF y (b) Detalles de conexión.

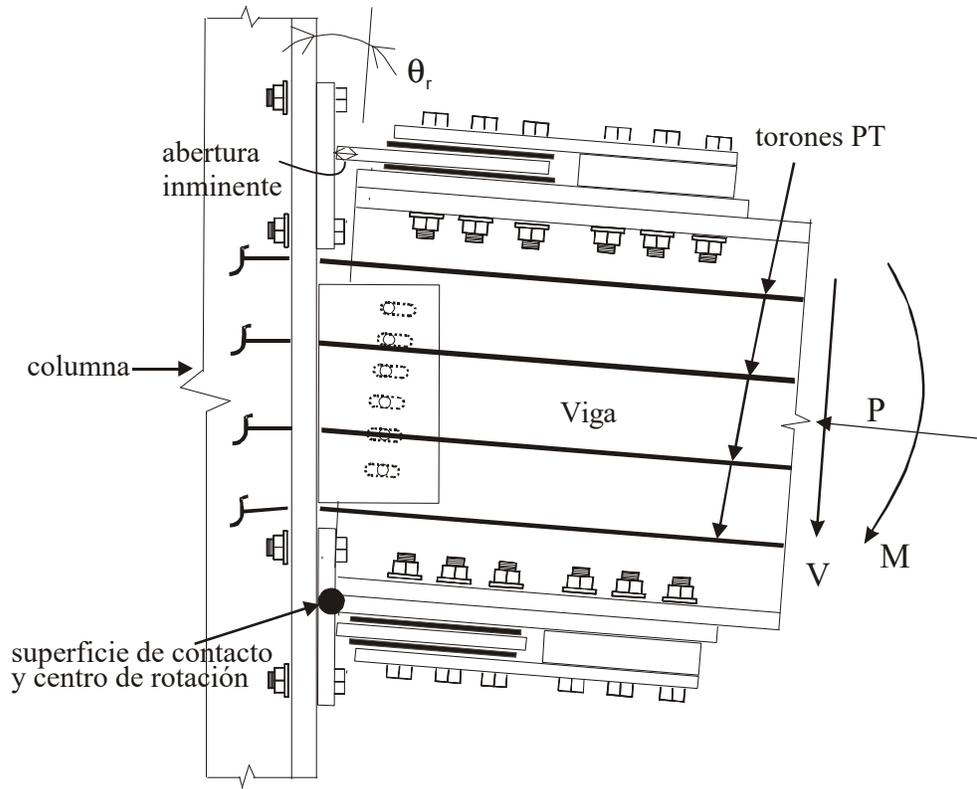


Figura 1.3 Configuración deformada de una CPEF.

CAPÍTULO 2

INVESTIGACIÓN PREVIA

2.1 GENERALIDADES

Este capítulo presenta una breve revisión de las investigaciones previas más relevantes a sistemas estructurales provistos de Conexiones Postensadas con Elementos de Fricción (CPEF). El capítulo presenta las principales características, elementos, ventajas y desventajas de una CPEF. Finalmente, se propone un proceso constructivo para sistemas estructurales existentes que van a ser rehabilitados sísmicamente mediante la incorporación de CPEF.

2.2 CONEXIONES POSTENSADAS DE ACERO

2.2.1 Estudios Experimentales

Investigadores de la Universidad de Lehigh estudiaron el uso de torones postensados (TP) para conexiones en Pórticos de Acero Resistentes a Momento (PARM). Esta conexión en PARM utiliza torones postensados (TP) de alta resistencia ubicados en forma paralela a la viga y ángulos localizados en las alas superior e inferior de la viga. Los ángulos proporcionan al sistema disipación de energía y redundancia ante la presencia de cargas sísmicas. Esta conexión se denomina conexión postensada (CPT). Una elevación típica de CPT en pórticos de acero y sus detalles se presentan en la Figura 2.1.

Debido a la fuerza inicial de postensado aplicada a los torones, las alas de las vigas están comprimidas contra las alas de las columnas. Como se observa en la Figura 2.1(b), placas de refuerzo son colocadas en las alas de la viga para limitar la fluencia a la compresión de la viga y de este modo, minimizar la posibilidad de que ocurra el daño estructural. Entre las alas de la columna y las alas de la viga se colocan placas de relleno de tal forma que solamente las alas de la viga y las placas de refuerzo estén en contacto con la columna. De esta forma, el alma de la viga queda protegida de alcanzar fluencia bajo esfuerzos de aplastamiento.

Ricles et al. (2002) dirigió los ensayos de nueve cruciformes viga (W24x62) - columna de acero con CPT. La matriz de ensayos de Ricles se presenta en la Tabla 2.1 en donde t es el espesor de los ángulos y g es la distancia desde el extremo del ángulo a la primera línea de pernos conectados a la columna tal como se ilustra en la Figura 2.1 (b). El arreglo para los ensayos se muestra en la Figura 2.2. Todos los especímenes tenían ocho TP. La fuerza inicial de postensado en cada torón se mantuvo constante en todos los ensayos y fue aproximadamente igual a 90 KN.

Los principales parámetros en los ensayos de Ricles fueron el espesor de los ángulos (t) y la relación gramil-espesor (g/t). En todos los cruciformes con CPT, la principal fuente de disipación de energía fueron los ángulos. Las vigas y columnas permanecieron esencialmente elásticas. Los resultados de los ensayos demuestran que el espesor y la longitud que el espesor y la longitud de gramil del ángulo influyen en la capacidad a momento y la capacidad de disipación de energía de la conexión. A mayor espesor del ángulo, la conexión desarrolla mayor capacidad a momento y

disipación de energía, tal como se muestra en la gráfica (H- Δ) de la Figura 2.3. Por el contrario, a mayor relación g/t, la conexión desarrollará menor capacidad a momento y menor disipación de energía, tal como se observa en la gráfica (H- Δ) de la Figura 2.4. Ricles et al. (2002) concluyó que el espesor del ángulo y la longitud del gramil deben ser limitados porque (1) un incremento en el espesor del ángulo produce mayores fuerzas de tensión en los pernos y (2) una disminución en la longitud de gramil aumenta la deformación plástica acumulada en los ángulos lo cual puede ocasionar fatiga a un número pequeño de ciclos.

Algunos de los resultados obtenidos por Ricles et al. (2002) se presentan en la Tabla 2.2 en donde $M_{d,exp}$, $M_{max,exp}$, M_p , $T_{max,exp}$, T_u , y θ_r son el momento de descompresión, el máximo momento alcanzado en la conexión, la capacidad a momento plástico de la viga, la máxima fuerza del torón, la capacidad a tensión del torón y la rotación relativa de la conexión desarrollada entre la viga y la columna, respectivamente. Se puede observar de la Tabla 2.2 que la conexión es capaz de desarrollar un 95% de la capacidad a momento de la viga (Especimen PC7). Los especímenes PC6 y PC7 desarrollaron la máxima fuerza en los torones, $T_{max,exp}$, la cual fue de $0.54T_u$. En todos los especímenes los torones permanecieron elásticos. La mayoría de los especímenes fueron ensayados hasta alcanzar derivas de entrepisos de 3% (i.e., 0.03 radianes) o 3.5%.

Como continuación del programa experimental dirigido por Ricles, Garlock et al. (2002) dirigió los ensayos a escala real de 6 cruciformes compuestos por una viga W36x150 unida a una columna W14x398 con CPT (ver Tabla 2.3). En la Tabla 2.3,

P_y y T_u son respectivamente, la fuerza axial de fluencia en la sección transversal de la viga y la fuerza última de todos los torones. Los principales parámetros investigados en este estudio incluyeron el número de torones PT (N_s), la fuerza total de postensado inicial (T_o), y la longitud de las placas de refuerzo de la viga (L_{rp}). Estos parámetros fueron escogidos con el propósito de que diferentes estados límites tales como falla de los ángulos, fluencia en los torones, y pandeo local de la viga ocurran en los diversos ensayos. La nomenclatura usada para los especímenes indica que el primer número precedido por la “s” es igual al N_s , y el número siguiente al primer guión representa la fuerza de postensado inicial por torón (T_o/N_s) en Kips. Una “P” y una “W” colocada después de un segundo guión representan respectivamente, especímenes con placas de refuerzo de gran longitud, y especímenes con ángulos que han sido soldados a las vigas. La configuración para los ensayos se muestra en la Figura 2.5.

Algunos de los resultados obtenidos por Garlock et al. (2002) se presentan en la Tabla 2.4, en donde θ_{max} , θ_{rmax} , $M_{d,exp}$, $M_{max,exp}$, $M_{p,n}$, $T_{max,exp}$, T_u , son, la deriva de entrepiso máxima, la rotación relativa máxima desarrollada entre la viga y la columna, el momento de descompresión, el momento máximo alcanzado en la conexión, la capacidad a momento plástico nominal de la viga, la fuerza máxima de cada torón y la capacidad a la tensión del torón, respectivamente. Como se muestra en la Tabla 2.4 la mayoría de los especímenes fueron ensayados hasta derivas de entrepiso del 4%. Las conexiones desarrollaron entre un 62% a 96% de la capacidad a momento de la viga. El único espécimen que desarrolló fluencia en los torones fue el espécimen 16s-45. La máxima fuerza aplicada a cada torón fue de $0.86 T_u$ en este

especimen. Los torones permanecieron elásticos para todos los especímenes ensayados.

Los efectos de T_o , L_{rp} , y N_s se muestran en la Figura 2.6. Garlock observó que los especímenes con menor T_o producen pequeños momentos de descompresión, $M_{d,exp}$, tal como se muestra en la Tabla 2.4, en donde $M_{d,exp}$ ha sido normalizado con respecto a la capacidad a momento plástico nominal $M_{p,n}$. Valores pequeños de T_o dieron como resultado una menor capacidad a momento, pero mayores derivas de entrepiso, tal como se muestra en la Tabla 2.4 y la Figura 2.6 (a). Especímenes con relaciones altas T_o/P_y (36s-30 y 36s-30-P) experimentaron pandeo local en la viga. El pandeo local de viga limita la ductilidad y ocasiona que los especímenes pierdan la capacidad de auto-centrarse. Por esta razón, Garlock recomendó diseñar CPT de acero evitando que este estado límite ocurra bajo las fuerzas laterales de diseño. Placas de refuerzo más largas retrasan el comienzo del pandeo local de la viga tal como se muestra en la Figura 2.6 (b). El espécimen 36s-30-P, el cual tenía una placa de refuerzo de 457 mm. más larga que la del espécimen 36s-30, alcanzó un 0.62% adicional de deriva antes de que el pandeo local del ala de la viga ocurra.

El efecto de N_s es mostrado en la Figura 2.6 (c). Los especímenes 36s-20-P y 16s-45 tenían un valor similar T_o y por lo tanto valores similares de $M_{d,exp}$. Sin embargo, el espécimen 36s-20-P, el cual tenía 36 torones, alcanzó mayor resistencia y ductilidad que el espécimen 16s-45 el cual tenía solamente 16 torones. El uso de un mayor número de torones, incrementa la rigidez de la conexión después de la descompresión, obteniéndose una conexión más resistente y dúctil. Adicionalmente,

el uso de un mayor número de torones reduce la posibilidad de que estos entren en fluencia o de que ocurra fractura, ya que la fuerza postensado inicial en cada torón es menor que si se usaran menos torones.

Finalmente, el espécimen 36s-20-P alcanzó un momento de $0.96 M_{p,n}$ en la conexión sin ninguna falla en los ángulos ni en los torones, y sin que se produzca una degradación de la resistencia tal como se puede observar en la gráfica $H-\Delta$ de la Figura 2.6 (c). Una fotografía del espécimen 36s-20-P con una deriva de entrepiso equivalente al 4% se muestra en la Figura 2.6 (d), en donde se puede apreciar que los ángulos están todos intactos. Cuando la carga lateral aplicada fue retirada, la columna retornó a su configuración inicial no deformada (ver Figura 2.6(e)).

De los resultados obtenidos en los 6 ensayos a escala real, Garlock et al. (2002) concluyó que las CPT de acero proporcionan adecuada resistencia y rigidez a un PARM sujeto a carga cíclica. Los especímenes con CPT que no sufrieron pandeo local en la viga mostraron un comportamiento histerético estable, ductilidad, y capacidad auto-centrante. Las vigas y columna permanecieron prácticamente elásticas bajo severas cargas cíclicas inelásticas. Las deformaciones inelásticas de estos especímenes se concentraron en los ángulos. El modelo analítico simplificado desarrollado por Garlock fue capaz de estimar adecuadamente los resultados experimentales tal como se indica en la Tabla 2.4 en donde los valores experimentales de respuesta son comparados con los teóricos estimados en el modelo de Garlock.

2.2.2. Estudios Analíticos

Además de los estudios experimentales ya descritos, Ricles et al. (2001) estudió la respuesta sísmica de las CPT en edificios de acero. Los detalles de la conexión son similares a los mostrados en la Figura 2.1 (b). Un modelo analítico basado en elementos fibra fue desarrollado para un cruciforme viga-columna con CPT. Los resultados experimentales (Ricles et al. 2002) fueron usados para calibrar el modelo del cruciforme viga-columna, el cual fue usado para el análisis estático inelástico de conexiones interiores de cruciformes, así como para el análisis dinámico de un edificio de acero de 6 pisos con PARM mostrado en la Figura 2.7. El modelo del pórtico usado por Ricles (2001) no incluyó la interacción de los pórticos CPT con los diafragmas de piso. El pórtico fue sujeto a cuatro registros de sismos (con aceleraciones máximas del suelo entre 0.49g y 0.59g). Los resultados mostraron que el PARM con CPT tiene buena disipación de energía, capacidad de auto-centrarse, adecuada rigidez, resistencia y ductilidad. Los resultados de los análisis dinámicos (Tabla 2.5) muestran que el desempeño sísmico de un PARM con CPT sujeto a sismos severos, supera el desempeño de un PARM con conexiones típicas soldadas sujetas a los mismos sismos.

2.3. DISIPADORES PASIVOS DE FRICCIÓN

2.3.1. Aplicación es Estructuras Contraventeadas

Soong et al. (1997) presentó un resumen de los primeros intentos por disipar energía utilizando mecanismos de fricción en estructuras de panel y contraventeadas. Los disipadores de fricción se basan en una analogía del freno de un automotor, Pall et al. (1980) inició el desarrollo de los disipadores pasivos de fricción para mejorar la

respuesta sísmica de las estructuras. El objetivo fundamental es de reducir el movimiento de los edificios “frenando en lugar de rompiendo”. Estos dispositivos han ido progresando considerablemente durante el paso de los años, y algunos de éstos han sido desarrollados exitosamente. La Conexión Empernada con Deslizamiento Limitado fue desarrollada por Pall et al. (1980) para controlar la respuesta sísmica de las estructuras de panel. El amortiguador de fricción de contraventeo en X, constituyó una alternativa de diseño propuesta por Pall y Marsh (1982) para aplicaciones en conjunto con diagonales cruzadas en estructuras aporticadas. De acuerdo a Pall y Marsh (1996), los disipadores de fricción poseen un comportamiento histerético estable y no necesitan mantenimiento, reparaciones o reemplazo después de un sismo. Versiones modernas de estos dispositivos y otros más han sido recientemente implementados en edificios nuevos y como rehabilitación de edificios existentes.

Para esta investigación es de particular interés la Conexión Empernada con Agujeros de Ranura Larga (CEARL) proyectada para la aplicación en pórticos contraventeados concéntricamente (Grigorian y Popov 1994). Una CEARL es una conexión de corte empernada a tope con placas de empalme. La modificación de esta conexión consiste principalmente en el ranurado o elongación de los agujeros en una de las placas. Estas conexiones disipan energía por medio de fricción entre las superficies deslizantes. Grigorian y Popov investigaron experimental y analíticamente el comportamiento individual de CEARL y una estructura de ensayo de 3 pisos con contraventeos tipo Chevron equipada con 12 CEARL. La Figura 2.8 muestra el detalle típico de los especímenes con CEARL y la Figura 2.9 presenta los miembros

de la estructura a ensayar y sus dimensiones, así como una vista de la estructura sobre la mesa de vibratoria.

Dos tipos de CEARL fueron estudiadas: una con superficies deslizantes de acero-acero y otra con acero-latón. Se encontró que las CEARL con superficies acero-acero tuvieron un comportamiento muy errático especialmente durante los ciclos iniciales (ver Figura 2.10(a)). Este comportamiento pudo ser eliminado mediante el uso de placas de relleno de latón (ver Figura 2.10(b)) en conjunto con una superficie áspera de acero, limpia de grasa y pernos de alta resistencia apretados apropiadamente.

El ensayo en la mesa vibratoria demostró que la implementación de las CEARL en un sistema estructural es factible en lo referente a la facilidad de fabricación e instalación, y en términos de los conceptos analíticos de diseño y las herramientas disponibles. Tres diferentes configuraciones estructurales fueron ensayadas (TS1, TS2 y TS3). La diferencia entre ellas consistió únicamente en las diferentes fuerzas de deslizamiento en la CEARL. Los resultados de las tres configuraciones ensayadas indicaron que la CEARL es extremadamente efectiva en el control de la deriva de entrepiso y por consiguiente en el daño asociado a ésta. La Figura 2.11 presenta la relación de la fuerza cortante de piso y la deriva de entrepiso para el ensayo TS1 en el primer piso. El modelo analítico de la estructura fue capaz de caracterizar adecuadamente la respuesta de la estructura.

2.3.2. Aplicación en Pórticos Resistentes a Momento

Los trabajos experimentales y analíticos llevados a cabo con disipadores de fricción muestran que las estructuras con estos disipadores tienen un mejor desempeño sísmico que aquellas con pórticos resistentes a momento y contraventeados. El mejoramiento en el desempeño se debe principalmente al incremento en la energía de disipación disponible en la estructura la cual es proporcionada por los amortiguadores, lo que permite minimizar el daño en los principales elementos de la estructura. Como resultado, la aplicación de los disipadores de fricción se ha extendido a los PARM.

Yang y Popov (1995) hicieron estudios de una Conexión Empernada Rotacional con Agujeros de Ranura Larga (CERARL) para PARM. Un PARM usa fundamentalmente miembros a flexión para resistir cargas externas, por lo que resulta razonable diseñar disipadores rotacionales de fricción para ser usados en miembros a flexión. La Figura 2.12 muestra un posible disipador rotacional de fricción que actúa como una conexión viga-columna. Este disipador es una adaptación de la Conexión Empernada con Agujeros de Ranura Larga, es por esto a lo que se debe su nombre. Los dispositivos superiores e inferiores de fricción son activados por la rotación de la viga y desarrollan resistencia a momento. Un perno largo en el centro de la placa de cortante es el punto central de rotación.

Yang y Popov desarrollaron un modelo simple (elastoplástico) para la conexión el cual fue usado para diseñar, fabricar y ensayar dos especímenes (7A Y 7B) con CERARL. El espécimen 7A se muestra en la Figura 2.13 el coeficiente de

fricción estático usado para diseñar ambos especímenes fue de 0.30. Yang y Popov, concluyeron que la capacidad de disipación de energía de las CERARL es excelente y mucho mejor que cualquier conexión resistente a momento. La Figura 2.14 presenta los diagramas de momento-rotación para los especímenes 7A Y 7B. Ambos especímenes fácilmente superaron rotaciones de 3% radianes. Ninguno de los especímenes experimentaron degradación en la curva de histéresis, ni daño en el material después de un ensayo severo, lo cual implica que la conexión es capaz de resistir varios sismos severos sin la necesidad de ser rehabilitados.

Finalmente, Petty (1999) condujo estudios preliminares de CPT con elementos de fricción localizados en el alma de la viga. En la Figura 2.15 se puede observar un detalle típico de esta conexión. Estos estudios también incluyeron ensayos experimentales en el comportamiento cíclico de los componentes de fricción de la conexión (CFC). Dos tipos de ensayos con los CFC fueron realizados. El primer tipo de ensayos (9) tuvo como objetivo evaluar las superficies friccionantes acero-latón. Los parámetros que se variaron fueron el desgaste inicial de la superficie friccionante de latón, la fuerza normal sobre las superficies de fricción y la tasa de cambio del desplazamiento impuesto. El segundo tipo de ensayos (16) tuvo como objetivo evaluar el comportamiento de algunos ángulos dobles con CFC. Los parámetros que se variaron fueron la secuencia de montaje, el desgaste inicial de la superficie friccionante de latón, la tasa de cambio del desplazamiento impuesto y el uso de rigidizadores en los ángulos.

De los resultados de los ensayos, se concluyó que el coeficiente cinético y estático son muy similares (valores entre los rangos de 0.45 a 0.50 para el estático, y 0.43 a 0.50 para el cinético) tal como se puede ver en la Figura 2.16. Petty recomendó un valor unificado de 0.45 para el coeficiente de fricción. Petty también recomendó que la fuerza de fricción puede ser estimada basándose en la Teoría de fricción de Coulomb, usando la precarga de los pernos de apriete como la fuerza normal. Poca variación fue observada en la fuerza de fricción entre las láminas de latón desgastadas y no desgastadas sujetas a la misma tasa de desplazamiento. En la Figura 2.17 se muestra el comportamiento de la fricción de los Especímenes F1 y F2. La principal diferencia en el comportamiento entre estos dos especímenes es que el Especímen F1 tiene una superficie de latón no desgastada, mientras que el Especímen F2 tiene una superficie de latón desgastada. Como resultado, la fuerza de fricción es mayor durante el desgaste inicial de la lámina de latón en el Especímen F1.

Finalmente, las fuerzas de fricción durante las tasas de desplazamiento lenta y dinámica (0.00625 y 0.5 in/seg., respectivamente) son diferentes, ya que el efecto de la temperatura incrementa la fuerza de fricción en el ensayo con tasas de desplazamiento dinámico, tal como se puede ver en la Figura 2.18. El comportamiento mostrado en la Figura 2.18 no es el esperado bajo un evento sísmico típico. En conclusión, los resultados de Petty muestran que ángulos dobles con CFC es una forma viable para disipar energía en una CPT.

2.4. CONEXIONES POSTENSADAS CON ELEMENTOS DE FRICCIÓN (CPEF)

Como una alternativa a la conexión estudiada por Petty (1999), los elementos de fricción en una conexión postensada pueden ser colocados también en las alas de la viga. La Figura 1.2 muestra los detalles típicos de una conexión postensada con elementos de fricción (CPEF) localizados en las alas de la viga, la cual fue investigada por Rojas (2003) y va a ser usada a lo largo de esta investigación.

Rojas (2003) investigó el mecanismo de transferencia de fuerza y el comportamiento de una CPEF ante cargas sísmicas, desarrolló procedimientos de diseño y evaluó el desempeño sísmico de PARM-CPEF. La investigación realizada por Rojas fue desarrollada para la aplicación de CPEF en edificios nuevos. Posteriormente, Rojas (2004) extendió el uso de CPEF para la rehabilitación sísmica de edificios existentes con PARM. Sin embargo, la investigación iniciada por Rojas para edificios existentes quedó inconclusa, motivo por el cual esta investigación continuará con el trabajo iniciado por Rojas para la rehabilitación sísmica de edificios existentes con PARM.

2.4.1. Componentes de los Elementos de Fricción

Los elementos (disipadores) de fricción de la CPEF constan de superficies friccionantes acero-latón, placas de fricción exterior y espaciadora, pernos de apriete y sujeción. A continuación se describe cada uno de estos elementos.

2.4.1.1. Superficies Friccionantes Acero –Latón

Las superficies friccionantes acero-latón fueron seleccionadas para los disipadores de fricción siguiendo los resultados reportados por Grigorian y Popov (1994) y Petty (1999). Las superficies friccionantes de acero-latón se utilizan para producir una fuerza de fricción estable, y por lo tanto, para mantener la capacidad de disipación de energía de una CPEF, tal como se puede observar en las Figura 2.10.

De acuerdo a la *teoría del desgaste*, durante el movimiento relativo entre dos superficies friccionantes, deformación por corte ocurre en uniones ásperas. Esta deformación por corte eventualmente conduce a la fractura de las superficies, lo cual con el movimiento continuo produce fragmentos desgastados. El mecanismo de desgaste entre superficies friccionantes de acero y latón es conocido como “*Desgaste Adhesivo*”.

La ductilidad de las superficies ásperas del latón es responsable del desgaste adhesivo entre las superficies friccionantes acero-latón. Durante el movimiento relativo de las dos superficies, el material más suave (latón) es desgastado por el material más duro (acero). Como resultado, cizallamiento de las superficies ásperas más débiles ocurre. Con el incremento de temperatura, ocurre adherencia o fusión de los fragmentos desgastados de latón a las uniones ásperas de acero. Se produce un aumento en la fuerza de fricción debido a la formación de una capa de fragmentos desgastados. Aunque algunos fragmentos desgastados caen libremente desde las superficies friccionantes debido al deslizamiento continuo, la mayoría de fragmentos

desgastados de latón permanecen adheridos a la superficie de acero, produciendo en definitiva una fuerza de fricción constante.

El latón UNS 260 medio duro fue usado por Grigorian y Popov (1994) y Petty (1999). Las placas de latón tienen agujeros tamaño estándar para pernos y son fáciles de insertar entre la placa de fricción, la placa exterior y la placa de refuerzo, tal como se puede ver en la Figura 1.2 (b). Esto permite al ala de la viga y a la placa exterior deslizarse con respecto a la placa de fricción.

2.4.1.2. Placas de Fricción, Exterior y Espaciadora

La fricción se genera cuando las alas de las vigas se deslizan contra la placa de fricción estacionaria al rotar la viga alrededor del centro de rotación. Tal como se observa en la Figura 1.2 (b), una placa de fricción intercalada entre dos placas de relleno de latón, se insertan entre las placas de refuerzo y exterior. Una placa espaciadora también es colocada entre la placa de refuerzo y la placa exterior. Todas las placas están empernadas a las alas de las vigas. Agujeros de ranura larga son taladrados en la placa de fricción. La placa de fricción está adherida al ala de una Te estructural que también sirve como placa de relleno.

2.4.1.3. Pernos de Apriete y Pernos de Sujeción

Los pernos de apriete son los pernos que unen los dispositivos de fricción a las alas de la viga. Estos pernos proporcionan la fuerza normal o de apriete necesaria para producir la fuerza de fricción requerida. Los pernos de sujeción fijan la placa de

relleno (o de contacto) al ala de la columna. Estos pernos resisten la tensión de la placa de fricción que resulta de la fuerza de fricción generada cuando la viga rota alrededor de su centro de rotación, el cual está situado a la mitad del espesor de las placas de refuerzo. Alternativamente, la placa de relleno puede ser soldada en taller a las alas de la columna, por lo que en este caso no se necesitarían los pernos de sujeción.

2.4.2. Diseño de los Elementos de Fricción

La Figura 2.19(a) presenta esquemáticamente la configuración deformada de la conexión. Tal como se explicó anteriormente, la fricción es generada cuando las alas de la viga y la placa exterior se deslizan contra la placa de fricción estacionaria al rotar la viga alrededor de su centro de rotación. La Figura 2.19 (b) muestra el diagrama de cuerpo libre de los dispositivos de fricción.

Como se muestra en la Figura 2.19(b), una fuerza total igual a F_f (fuerza máxima de fricción) actúa en la placa de fricción. Petty (1999) recomendó que la fuerza máxima de fricción puede ser estimada basada en la teoría de fricción de Coulomb. Así, F_f se expresa como sigue a continuación:

$$F_f = 2\mu N \quad (2.1)$$

en donde μ es el coeficiente de fricción y N es la fuerza normal (precarga de los pernos de apriete) entre las superficies friccionantes. El coeficiente de fricción recomendado por Petty es de 0.45. Los resultados experimentales de Petty, Gregorian y Popov demostraron que no existe una diferencia sustancial entre el coeficiente estático y cinético. Por tal motivo, para esta investigación se seleccionó un valor

unificado del coeficiente de fricción pero más conservador que el recomendado por Petty. El valor seleccionado fue de 0.40.

El valor de la fuerza normal, N , puede ser estimado usando la resistencia de diseño, ϕR_n , basado en la resistencia a la tensión de los pernos, la cual de acuerdo con las Especificaciones de Diseño de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD - AISC 2002), está dado por la siguiente ecuación

$$\phi R_n = \alpha_p n_{cb} [\phi F_{ub} (0.75 A_b)] \geq N \quad (2.2)$$

en donde α_p es el factor de precarga, n_{cb} es el número de pernos de apriete, ϕ es el factor de resistencia igual a 0.75, F_{ub} es la resistencia a la tensión del perno, y A_b es el área bruta de la sección transversal no enroscada del perno.

Además, la resistencia de diseño por cortante, ϕR_n , de los pernos debe ser al menos igual al valor de F_f . El método del LRFD da la siguiente expresión para ϕR_n

$$\phi R_n = n_{cb} [\phi (0.40 F_{ub}) (n A_b)] \geq F_f \quad (2.3)$$

en donde ϕ es el factor de resistencia igual a 0.75 y n es el número de planos de cortante, n_b , F_{ub} , y A_b fueron definidos arriba.

El diseño de la placa de fricción está determinado por algunos estados límites asociados con la fuerza máxima de fricción, F_f . De acuerdo a las especificaciones del LRFD, la resistencia de diseño ϕT_n de los miembros a tensión es la menor de las resistencias basadas en el estado de fluencia de la sección bruta.

$$\phi_t T_n = \phi_t F_y A_g = 0.90 F_y A_g \quad (2.4)$$

o fractura de la sección neta,

$$\phi_t T_n = \phi_t F_u A_e = 0.75 F_u A_e \quad (2.5)$$

en donde F_y y F_u son los esfuerzos mínimos especificados de fluencia y a la tensión de la placa de fricción, respectivamente; A_g y A_e son las secciones transversales bruta y neta efectiva, respectivamente. A_e está expresado en términos del coeficiente de reducción, U y el área neta, A_n , como sigue

$$A_e = U A_n \quad (2.6)$$

Adicionalmente, la resistencia de fractura de la placa de fricción debe ser tomada en cuenta. Los requerimientos de diseño del LRFD son:

$$\phi V_n = \phi(0.6 F_u) A_{nv} \quad \text{Resistencia de diseño de fractura por cortante} \quad (2.7)$$

$$\phi T_n = \phi F_u A_{nt} \quad \text{Resistencia de diseño de fractura por tensión} \quad (2.8)$$

Si $F_u A_{nt} \geq (0.6 F_u A_{nv})$, *Res. de diseño a fluencia por cortante y fractura por tensión*

$$\phi R_{bs} = \phi(0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \leq (\phi V_n + \phi T_n) \quad (2.9)$$

Si $0.6 F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$, *Res. de diseño a fractura por cortante y fluencia por tensión*

$$\phi R_{bs} = \phi(0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \leq (\phi V_n + \phi T_n) \quad (2.10)$$

en donde A_{gv} = área bruta sujeta a cortante;

A_{gt} = área bruta sujeta a tensión;

A_{nv} = área neta sujeta a cortante;

A_{nt} = área neta sujeta a tensión; y

$\phi = 0.75$ para el estado límite a la fractura.

Las resistencias de diseño expresadas en las Ecuaciones 2.4, 2.5, y 2.7 hasta la 2.10, deben ser mayores o iguales a la máxima fuerza de fricción, F_f .

El método de diseño para edificios con CPEF desarrollado por Rojas (2003) requiere que los dispositivos de fricción no entren en fluencia. Como resultado, el contacto o aplastamiento entre los pernos de apriete de la placa de fricción debe evitarse. La Figura 2.19(a) esquematiza la conexión en su configuración deformada. Se puede ver que la longitud mínima de los agujeros de ranura larga, l_h (ver Figura 2.19(c)), para evitar el contacto entre los pernos y la placa de fricción está dada por

$$l_h = 2 \left(\theta_r d_1 + \frac{\phi_b}{2} + \frac{t}{2} \right) \quad (2.11)$$

en donde θ_r es la rotación relativa de la conexión, d_1 , es la distancia entre el centro de rotación y la mitad del espesor de la placa de fricción, ϕ_b es el diámetro del perno, y t es una distancia mínima adicional para prevenir el contacto de los pernos. Un valor de 1/16 pulg. es usualmente asignado a t .

El diseño de las placas exterior y espaciadora es similar al diseño de la placa de fricción. Como resultado, las ecuaciones de la 2.3 a 2.10 serán usadas con una

mínima modificación. $F_f/2$ debe ser usada en vez de F_f , como se ve en la Figura 2.19(b).

2.4.3. Torones Postensados

Los torones postensados están formados por siete cables ASTM A-416 de alta resistencia recubiertos con un revestimiento de polipropileno. El revestimiento previene el daño de los alambres ante la posibilidad de que haya rozamiento contra los agujeros de la columna a través de los cuales los alambres pasan. El diámetro nominal y el área de la sección transversal son de 0.6 pulg (15.2 mm.) y 0.217 pulg² (140 mm²), respectivamente, medidas que serán utilizadas para cada torón a lo largo de esta investigación. La resistencia a la tensión especificada para los torones es de 270 Ksi. (1 860 MPa.), y el módulo de elasticidad nominal es de 28 000 Ksi. (193 000 MPa.).

2.4.4. Conexiones Postensadas con Elementos de Fricción para Edificios Nuevos

Rojas (2003) estudió el comportamiento de una CPEF ante cargas cíclicas para la aplicación en PARM nuevos. Mediante un modelo analítico basado en elementos fibra, Rojas desarrolló análisis no lineales estáticos y dinámicos (utilizando el programa de computación DRAIN-2DX) en un pórtico de acero resistente a momento de seis pisos y cuatro luces con conexiones postensadas y elementos de fricción (PARM-CPEF) para estudiar su respuesta ante sismos severos y compararla con aquella producida en un pórtico con conexiones soldadas totalmente restringidas (PARM-TR).

Rojas concluyó que la combinación de torones de acero PT de alta resistencia con dispositivos de fricción resulta en una conexión con una rigidez inicial similar a la de una conexión soldada resistente a momento (TR). Los resultados de estos estudios analíticos indican que un PARM con CPEF tiene un mejor desempeño sísmico en términos de resistencia, disipación de energía, deformación y capacidad auto – centrante en comparación al desempeño de un PARM-TR con conexiones soldadas convencionales.

Los alentadores resultados obtenidos para PARM de edificios nuevos con CPEF, motivaron a Rojas a investigar el uso de CPEF para la rehabilitación sísmica de edificios existentes de acero con PARM. De este modo, Rojas (2004) inicia la investigación para edificios existentes la cual no se concluyó, razón por la que esta investigación pretende culminar el trabajo iniciado por Rojas para la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes con PARM mediante el uso de CPEF.

2.5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CPEF

Un diseño apropiado con CPEF tiene las siguientes ventajas: (1) la conexión es ejecutada con materiales convencionales; (2) la conexión posee una rigidez inicial similar a la de una conexión soldada típica; (3) la conexión es auto-centrante sin deformación permanente, esto es, un PARM con este tipo de conexiones no experimentará derivas de entrepiso residuales después de un sismo severo siempre que no ocurran deformaciones residuales importantes en la base de las columnas de la planta baja; y (4) las columnas y vigas permanecen prácticamente elásticas mientras que los componentes de fricción disipan la energía proveniente del sismo.

La principal desventaja de las CPEF es que se necesitan los detalles especiales de construcción para evitar interferencias con las losas compuestas usadas típicamente en diafragmas de piso.

2.6. SECUENCIA CONSTRUCTIVA DE PÓRTICOS CON CPEF PARA EDIFICIOS EXISTENTES.

Para la rehabilitación de edificios existentes con CPEF se debe seguir la secuencia constructiva descrita a continuación:

1. Apuntalar la viga.
2. Remover la conexión y acción compuesta de la losa.
3. Colocar las placas de refuerzo y elementos de fricción.
4. Elaborar agujeros de ranura larga en el alma de la viga.
5. Introducir la placa de cortante.
6. Colocar los torones postensados.
7. Apretar los pernos en los elementos de fricción.
8. Reforzar las vigas colectoras (si es necesario).
9. Tensar los torones postensados.

2.7. RESUMEN.

Este capítulo presentó una breve revisión de las investigaciones previas más relevantes a sistemas estructurales provistos de Conexiones Postensadas con Elementos de Fricción (CPEF). Adicionalmente se describió las principales características de los componentes de una CPEF; así como las ventajas y desventajas de la incorporación de CPEF para la rehabilitación sísmica de edificios existentes con

PARM. Finalmente, se planteó un proceso constructivo para sistemas estructurales existentes que van a ser rehabilitados sísmicamente con CPEF.

Tabla 2.1 Especímenes ensayados (Tomado de Ricles et al. 2002).

Espécimen	Ángulo	t (mm)	g/t
PC1	L152x152x7.9	7.9	9.0
PC2	L152x152x7.9	7.9	4.0
PC2-A	-	-	-
PC3	L203x203x15.9	15.9	7.2
PC4	L203x203x15.9	15.9	4.0
PC5	L203x203x25.4	25.4	4.0
PC6	L203x203x15.9	15.9	4.0
PC7	L203x203x15.9	15.9	4.0
PC8	L203x203x15.9	15.9	4.0

Tabla 2.2 Resultados de los Especímenes ensayados (Tomado de Ricles et al. 2002).

Espécimen	$\frac{M_{d,exp}}{M_p}$	$\frac{M_{max,exp}}{M_p}$	$\frac{T_{max,exp}}{T_u}$	$\theta_{r, max}$ (rad)
PC1	0.37	0.60	0.46	0.025
PC2	0.37	0.68	0.52	0.026
PC2-A	-	0.59	-**	0.030
PC3	0.40	0.72	0.53	0.021
PC4	0.47	0.89	0.51	0.025
PC5	0.47	0.59*	0.42*	0.014*
PC6	0.45	0.93	0.54	0.026
PC7	0.45	0.95	0.54	0.025
PC8	n.a.	0.29	n.a.	0.031

* El ensayo del Especímen PC5 fue finalizado a una deriva máxima de 1.75%.

** En el Especímen PC-2-A la fuerza de postensado no fue monitoreada durante el ensayo.

Tabla 2.3 Matriz de Especímenes ensayados (Tomado de Garlock et al. 2002).

Especímen	N_s	$\frac{T_o}{N_s}$	T_o	L_{rp}	$\frac{T_o}{P_y}$	$\frac{T_o}{T_u}$
		(KN)			(KN)	(mm)
20s-18	20	76	1526	914	0.15	0.29
20s-18-W	20	66	1312	914	0.13	0.25
16s-45	16	191	3051	914	0.30	0.72
36s-30	36	131	4728	914	0.46	0.49
36s-20-P	36	89	3194	1372	0.31	0.33
36s-30-P	36	132	4759	1372	0.46	0.50

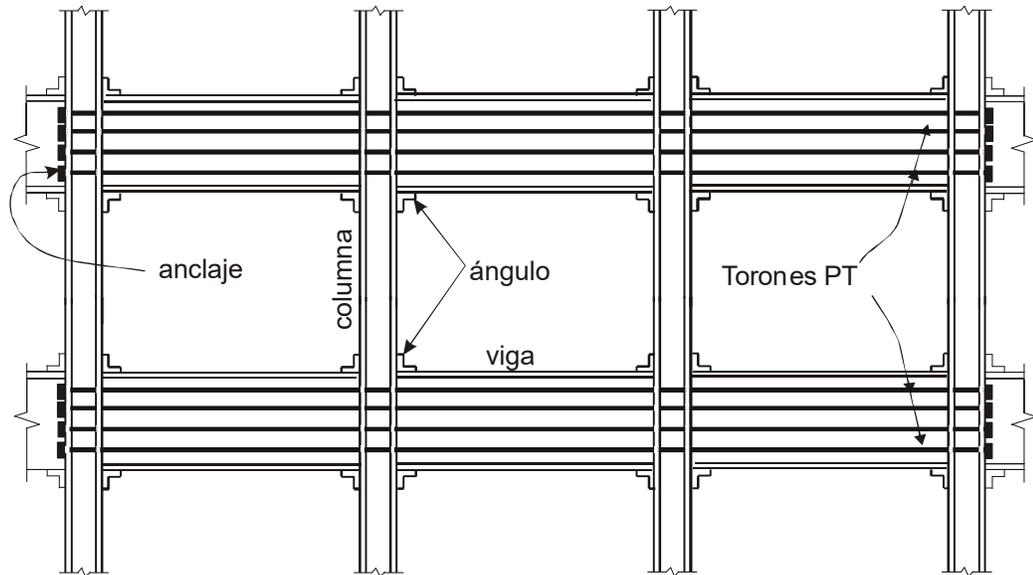
Tabla 2.4 Valores de Respuesta de los Especímenes Ensayados (Tomado de Garlock et al. 2002).

Especímen	Resultados Experimentales					Modelo Analítico		
	θ_{max}	$\theta_{r,max}$ (rad)	$\frac{M_{d,exp}}{M_{p,n}}$	$\frac{M_{max,exp}}{M_{p,n}}$	$\frac{T_{max,exp}}{T_u}$	$\frac{M_{d,exp}}{M_{d,th}}$	$\frac{M_{max,exp}}{M_{max,th}}$	$\frac{T_{max,exp}}{T_{max,th}}$
20s-18	4.0%	0.040	0.21	0.63	0.55	0.98	0.89	0.94
20s-18-W	4.0%	0.038	0.18	0.62	0.55	0.97	0.93	0.94
16s-45	3.6%	0.029	0.43	0.71	0.86	0.99	1.03	0.94
36s-30	1.7%	0.006	0.68	0.82	0.52	1.01	1.01	0.99
36s-20-P	4.0%	0.033	0.47	0.96	0.55	1.03	1.14	0.92
36s-30-P	2.0%	0.013	0.65	0.93	0.58	0.95	1.06	0.98

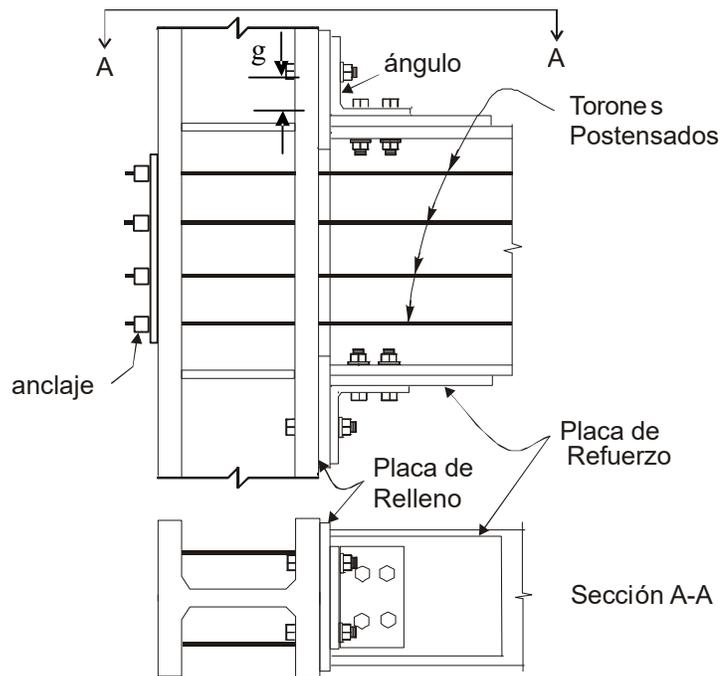
Tabla 2.5. Respuesta de PARM con CPT y PARM con Conexiones Soldadas (Tomado de Ricles et al. 2001).

Sismos	Máximo Desplazamiento de último piso (mm)		Máxima Deriva de Entrepiso (%)		Máximo Cortante Basal (KN)	
	Pórtico CPT *	Pórtico Soldado	Pórtico CPT *	Pórtico Soldado	Pórtico CPT *	Pórtico Soldado
El Centro	191	234	1.0	1.2	1579	2353
Newhall	379	391	2.2	2.4	2491	2914
Imperial Valley - El Centro	163	193	0.9	1.1	2456	2794
Artificial	226	282	1.4	1.9	2144	2714

*CPT: Pórticos con Conexiones Postensadas



(a) Elevación de un Pórtico de acero con CPT



(b) Detalles de una CPT de acero.

Figura 2.1 Conexión postensada (CPT) de acero.

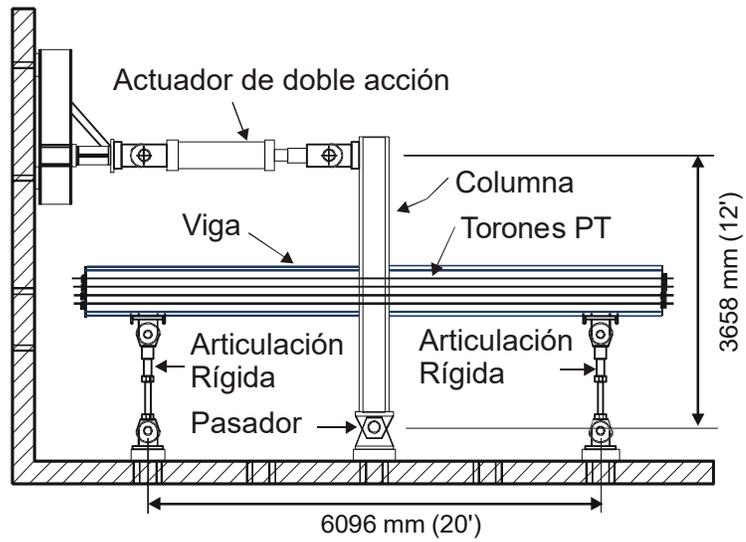


Figura 2.2 Configuración para los ensayos de Ricles et al. (2002).

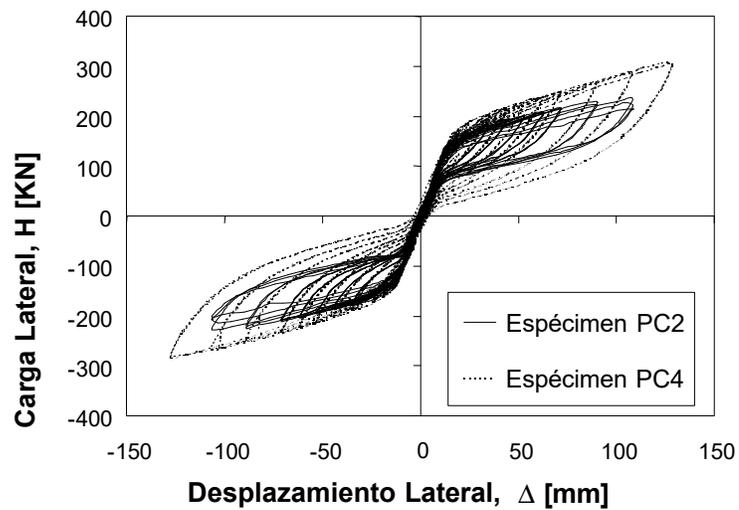


Figura 2.3 Respuesta Carga Lateral – Desplazamiento Lateral de los Especímenes PC2 ($t=7.9\text{mm.}$) y PC4 ($t=15.9\text{mm.}$), ilustrando el efecto del espesor del ángulo (Tomado de Ricles et al. 2002).

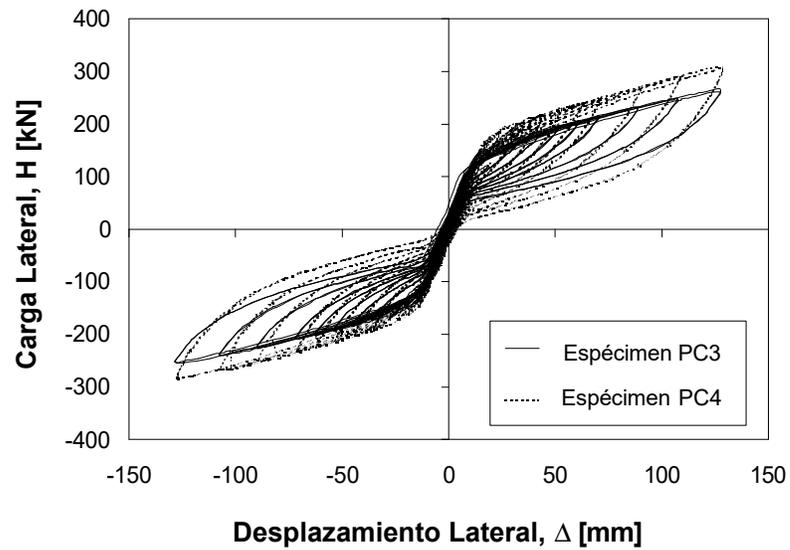


Figura 2.4 Respuesta Carga Lateral – Desplazamiento Lateral de los Especímenes PC3 ($g/t=7.2$) y PC4 ($g/t =4$), ilustrando el efecto de la relación g/t del ángulo (Tomado de Ricles et al. 2002).

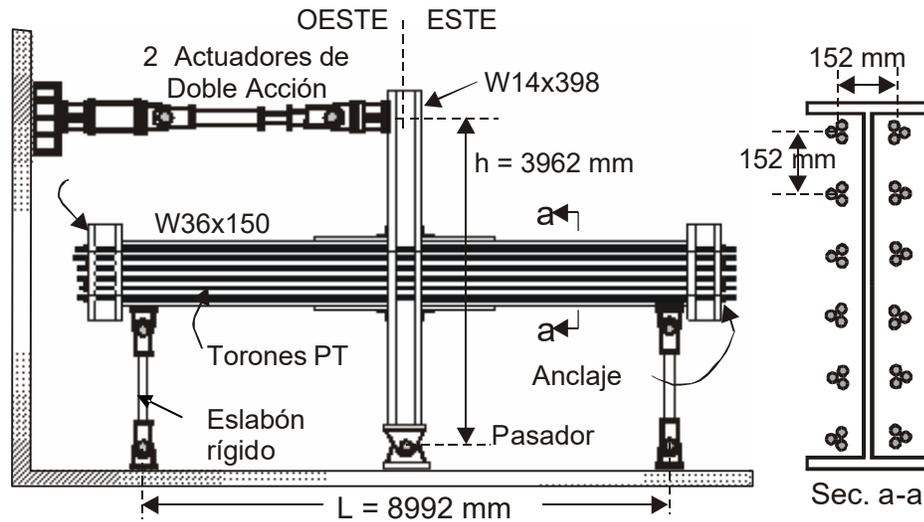
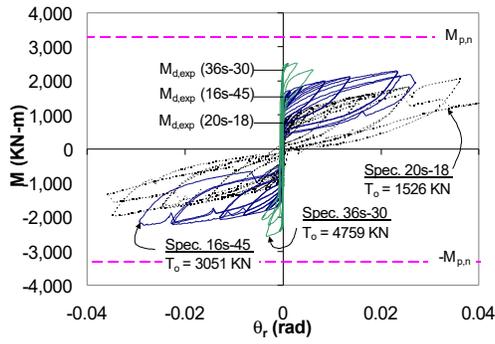
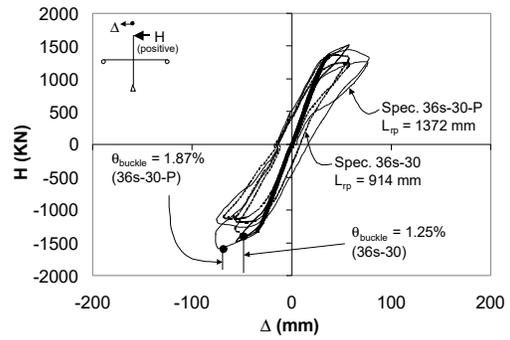


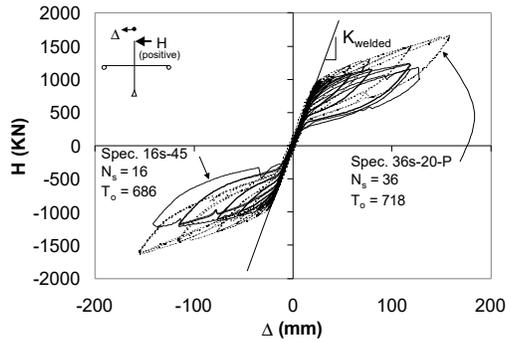
Figura 2.5 Configuración para los ensayos de Garlock et al. (2002)



(a) Efectos de T_o



(b) Efectos de L_{tp}



(c) Efectos de N_s



(d) a $\theta = 4\%$

(e) Al final del ensayo

Espécimen 36s-20-P

Figura 2.6 Resultados de los ensayos de Garlock et al. (2002).

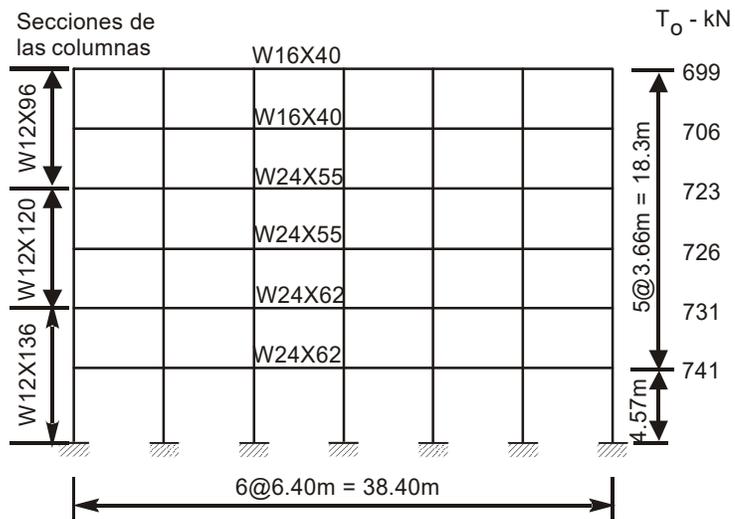


Figura 2.7 Elevación del pórtico prototipo usado por Ricles et al. (2001).

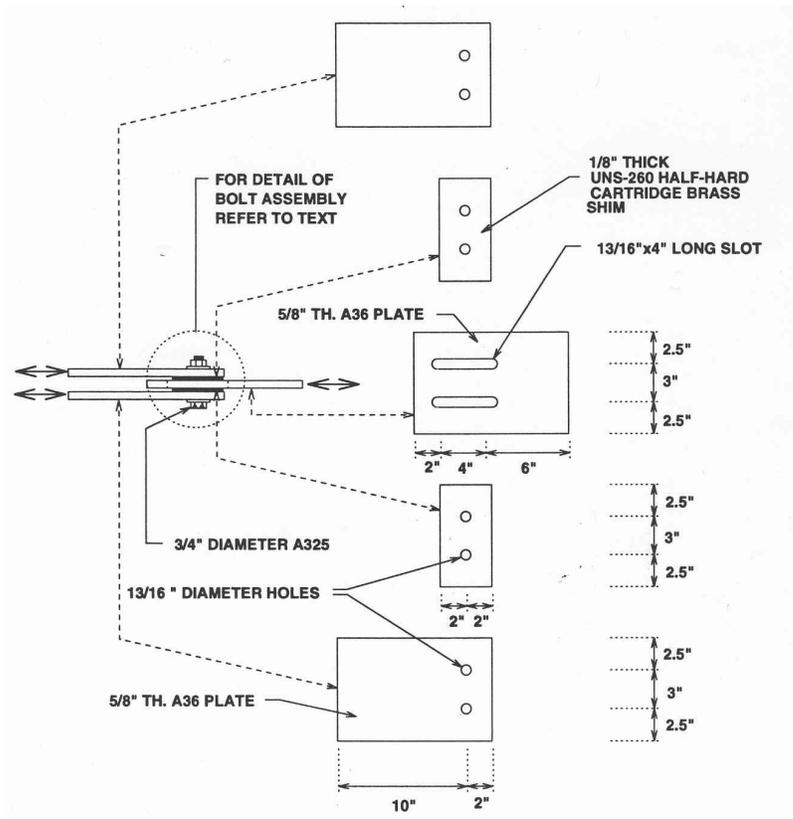
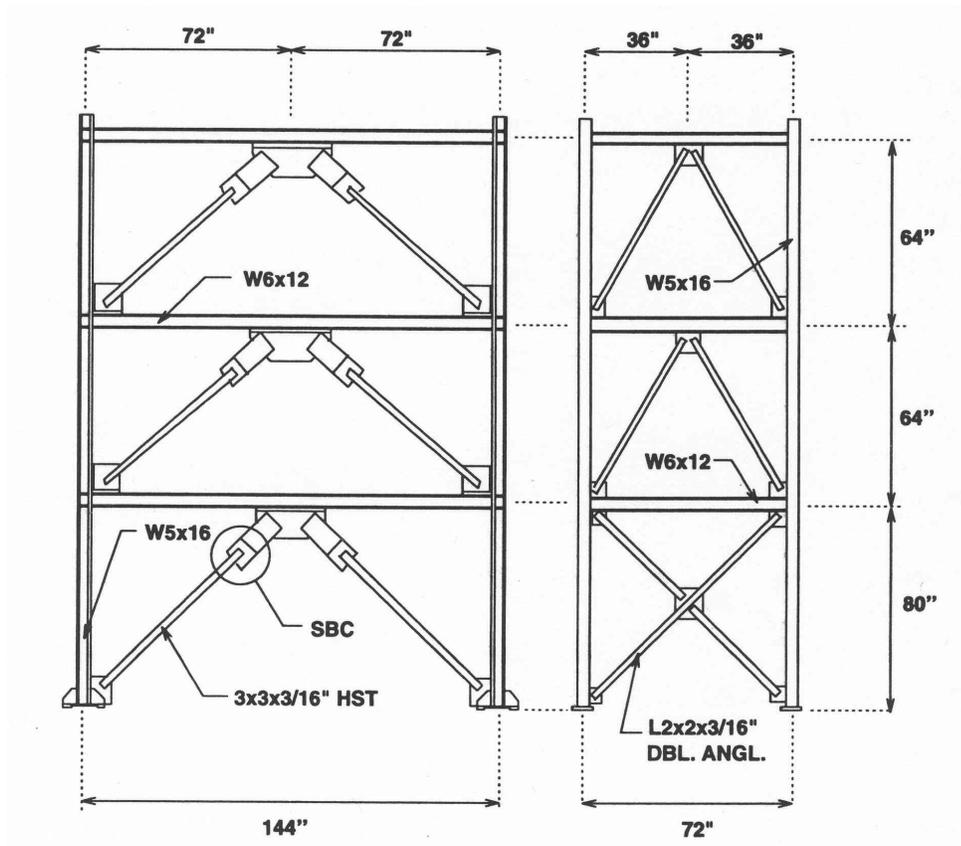
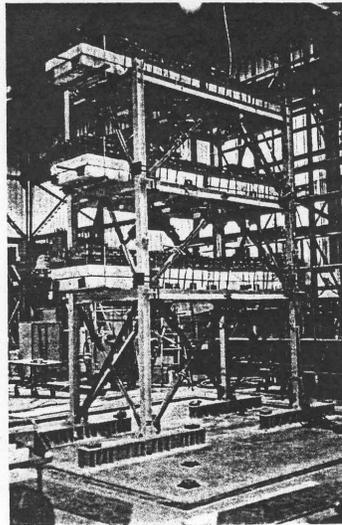


Figura 2.8 Detalle Típico de una CEARL ensayada (Tomado de Grigorian y Popov 1994).

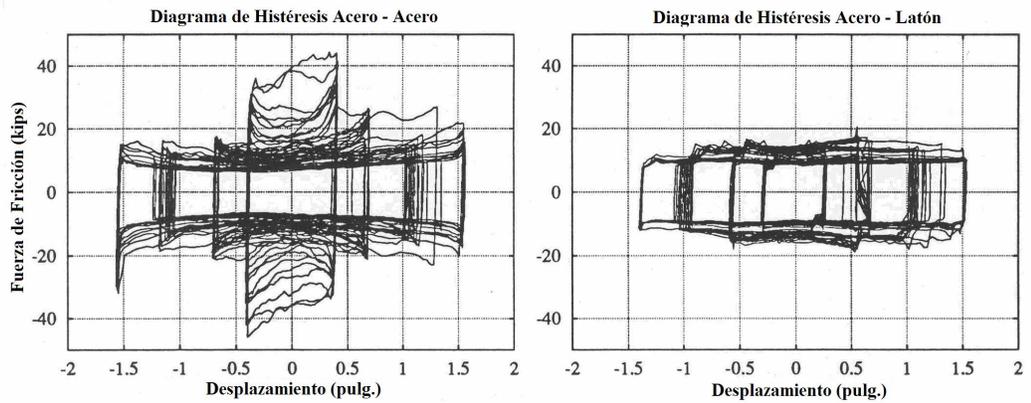


(a) Miembros y dimensiones globales



(b) Vista de la estructura sobre la mesa vibratoria

Figura 2.9 Estructura ensayada por Grigorian y Popov (1994).



(a) Superficies deslizantes acero-acero (b) Superficies deslizantes acero-latón

Figura 2.10 Relación Fuerza-Deformación de los especímenes ensayados con CEARL (Tomado de Grigorian y Popov 1992).

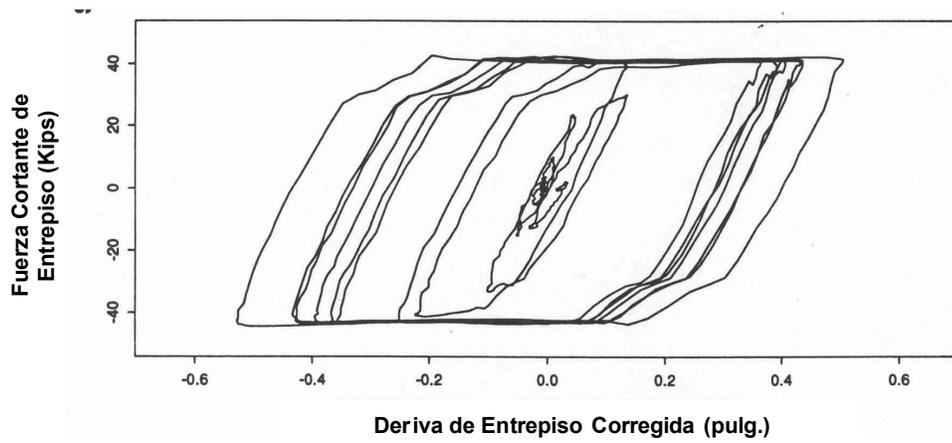


Figura 2.11 Histéresis del sistema contraventeado en el primer piso del espécimen TS1 (Tomado de Grigorian y Popov 1994).

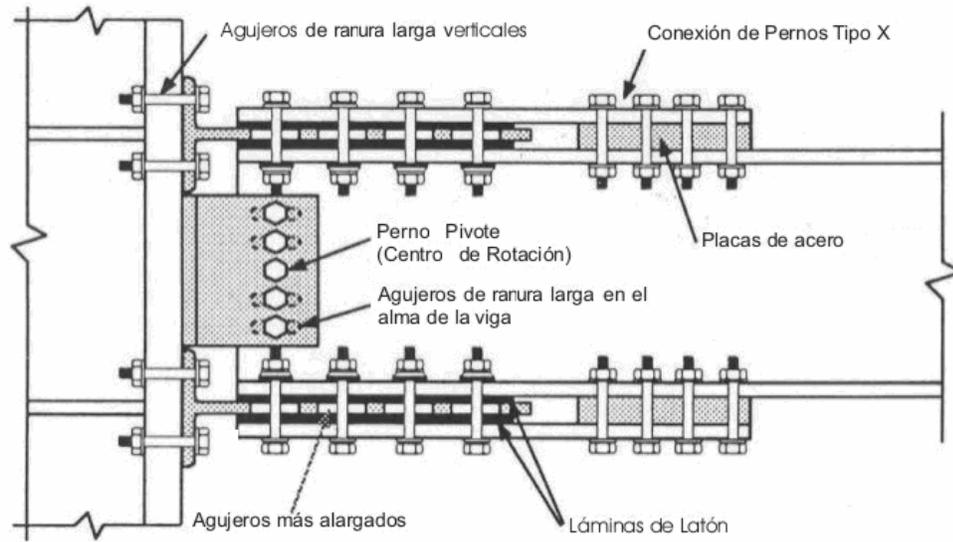
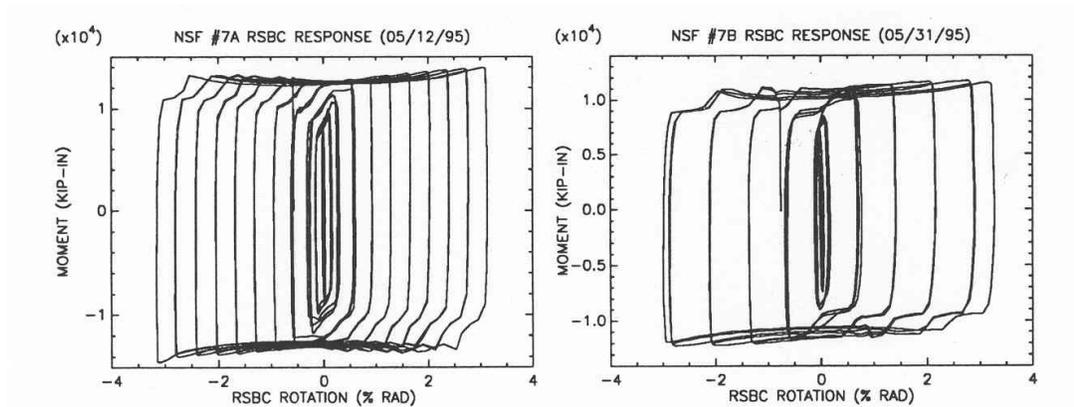


Figura 2.12 CERARL para conexiones resistentes a momento (Tomado de Yang y Popov 1995).



(a) Espécimen 7A

(b) Espécimen 7B

Figura 2.14 Momento-rotación plástica de los Especímenes ensayados con CERARL (Tomado de Yang y Popov 1995).

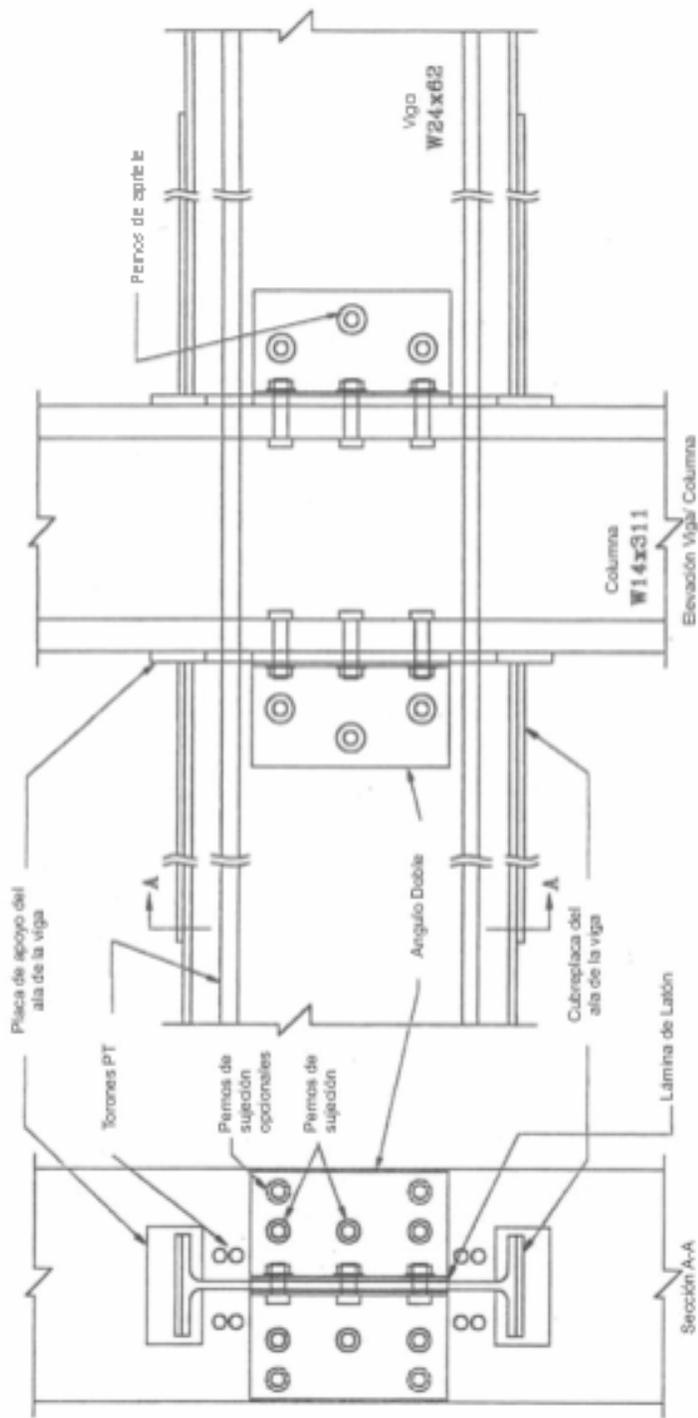
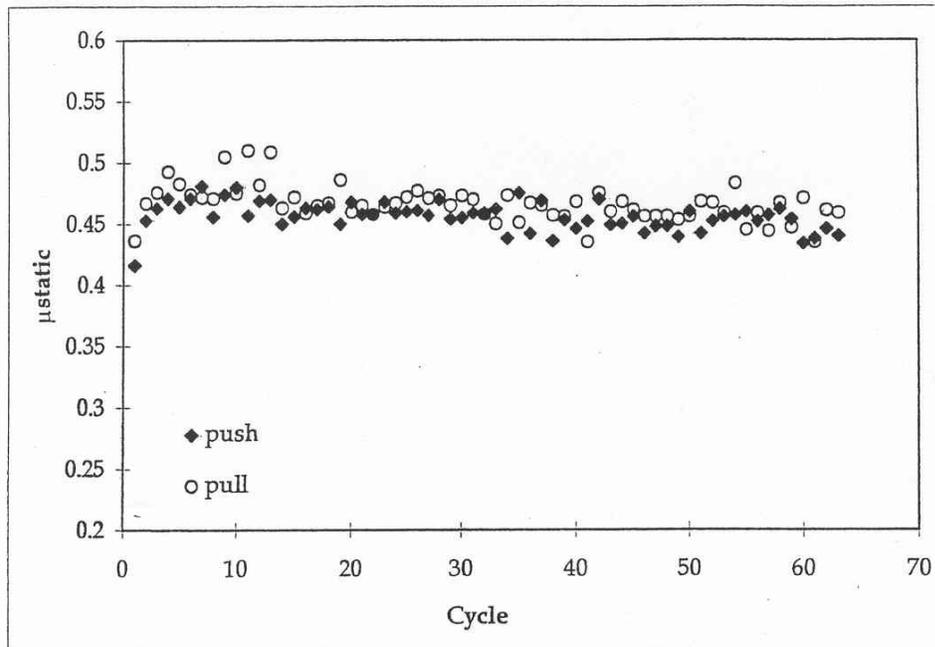
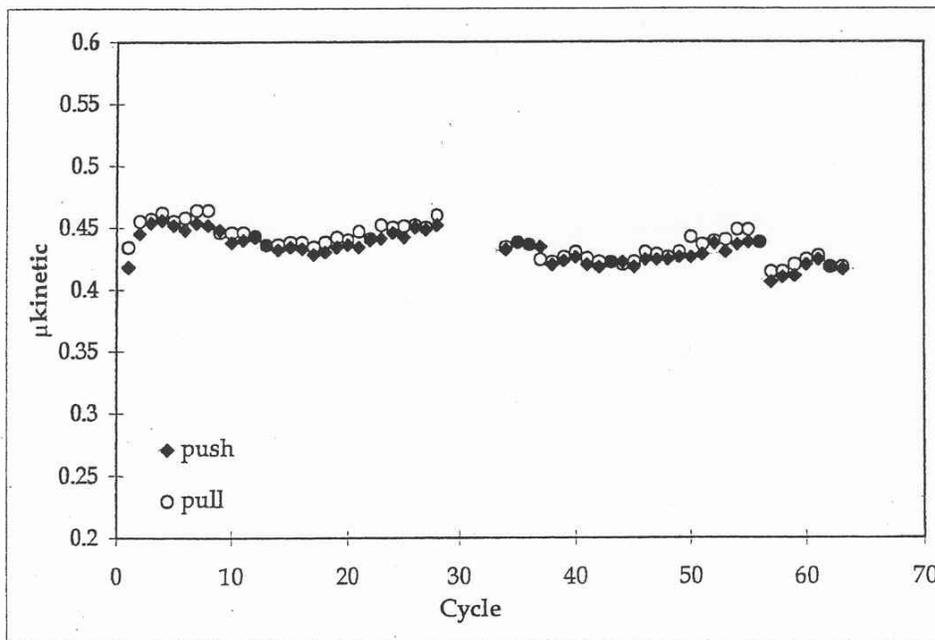


Figura 2.15 CPT con elementos de fricción localizados en el alma de la viga (Petty 1999).

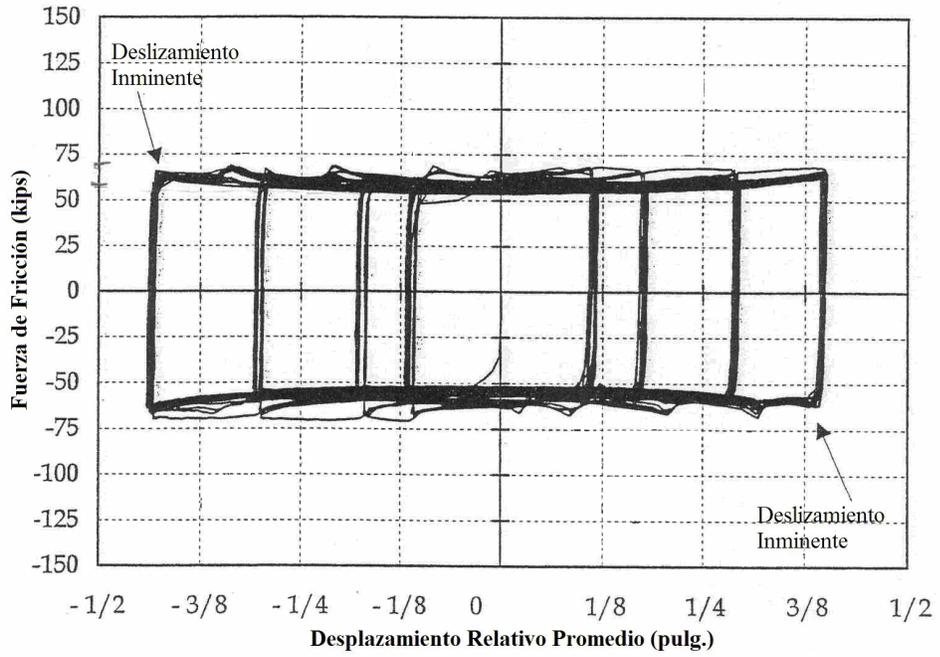


(a)

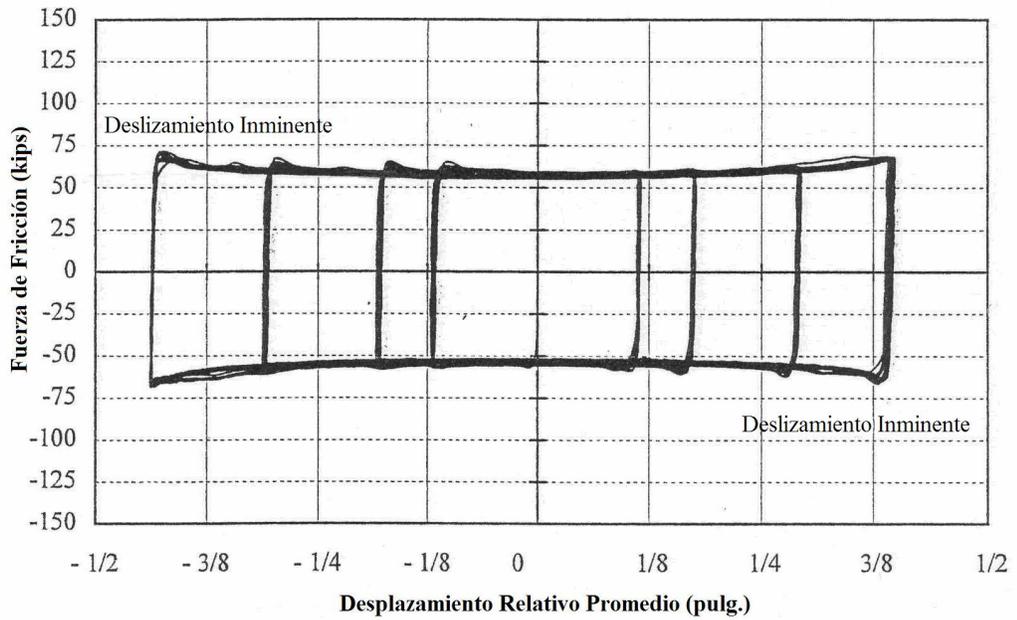


(b)

Figura 2.16 Coeficientes de fricción en cada ciclo del ensayo F2: (a) estático; (b) cinético (Petty 1999).



(a) Espécimen F1



(b) Espécimen F2

Figura 2.17 Comportamiento de la fricción de los Especímenes F1 y F2 (Petty 1999).

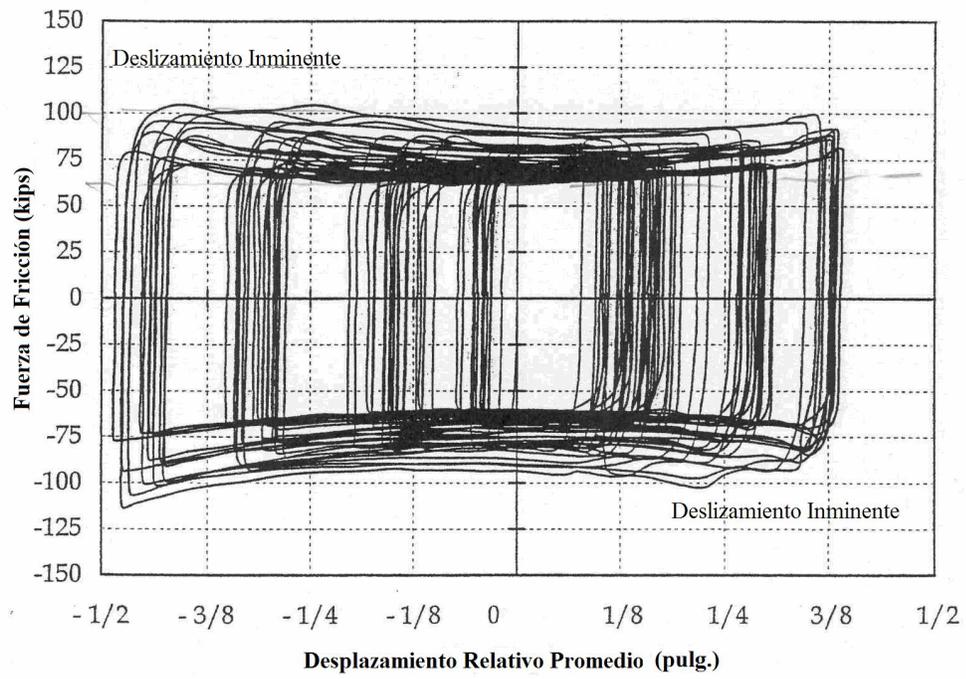
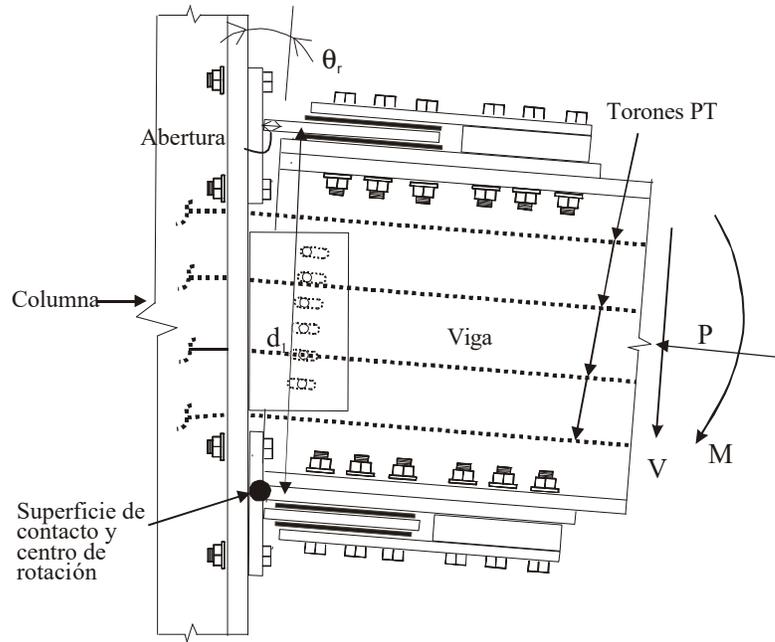
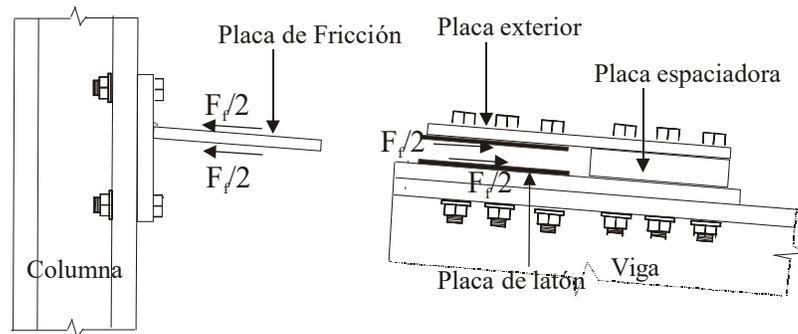


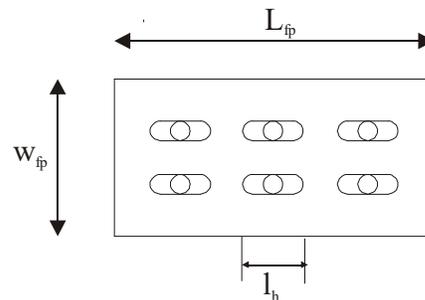
Figura 2.18 Comportamiento de la Fricción del Espécimen F4 (Tomado de Petty 1999).



(a) Configuración de la deformada



(b) Diagrama de cuerpo libre de los elementos de fricción



(c) Vista en planta de la placa de fricción

Figura 2.19 Detalle de la CPEF (Tomado de Rojas 2003).

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE CONEXIONES POSTENSADAS CON ELEMENTOS DE FRICCIÓN

3.1 GENERALIDADES

Este capítulo presenta las ecuaciones teóricas simplificadas que permiten estimar el comportamiento de una Conexión Postensada con Elementos de Fricción (CPEF). Ecuaciones para la fuerzas de postensado de los torones, elementos de fricción, y la curva momento-rotación relativa para una CPEF sujeta a carga cíclica, se desarrollan usando la teoría de análisis estructural y suposiciones simplificadas. Las ecuaciones presentadas en este capítulo constituyen la base para las recomendaciones de diseño dadas en el Capítulo 4.

3.2. COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN

El comportamiento a flexión de una CPEF está caracterizado por la apertura y cierre de una abertura en la entrecara viga – columna ante cargas cíclicas (ver Figura 1.3). La relación teórica momento-rotación ($M-\theta_r$) se muestra en la Figura 3.1(a), en donde θ_r es la rotación relativa entre la viga y la columna cuando el inicio de la abertura ocurre. La relación teórica carga lateral–desplazamiento lateral ($H-\Delta$) para un cruciforme viga-columna se muestra en la Figura 3.1(b). El número de eventos en la Figura 3.1(a) corresponde al mismo número de eventos en la Figura 3.1(b). Como

se detallará más adelante, la resistencia a momento total de la conexión es proporcionada por la fuerza de postensado total de los torones y la fuerza de fricción.

Ante la aplicación de un momento, la conexión se comporta inicialmente como una conexión Totalmente Restringida (TR), en donde la rigidez inicial es similar a aquella de una conexión a momento soldada totalmente restringida cuando θ_r es igual a cero. Esto ocurre entre los eventos 0 y 2 tal como se puede ver en la Figura 3.1(a). Una vez que la magnitud del momento aplicado alcanza la resistencia a momento proporcionada por la fuerza inicial de postensado en los torones, la cual comprime la viga contra la columna, ocurre entonces la descompresión de la viga. Entre los eventos 1 y 2 el momento aplicado continúa incrementándose; sin embargo, la rotación de la viga es restringida por la componente de fricción desarrollada en el ala a tensión de la viga. En el punto 1, la fuerza de fricción es mínima y aumenta gradualmente hasta su máximo valor en el evento 2, el cual es el punto de rotación inminente. El máximo valor de la fuerza de fricción se calcula de acuerdo a la Teoría de Fricción de Coulomb. En este momento, ocurre una abertura entre la cara de la columna y el ala a tensión de la viga.

La rigidez de la conexión después de la abertura está asociada con la rigidez axial elástica de los torones PT. Con un aumento de carga, los torones se alargan, produciendo una fuerza adicional, la cual contribuye a resistir el momento total aplicado. Eventualmente fluencia de los torones podría ocurrir en el evento 4. Al descargar, θ_r permanece constante entre los eventos 3 y 6. La fuerza de fricción es cero en el evento 5. Entre los eventos 5 y 6, la fuerza de fricción cambia de dirección

y comienza a incrementarse hasta que alcanza su máximo valor en el evento 6. Entre los eventos 6 y 7, la viga rota hasta que el ala a tensión de la viga entra nuevamente en contacto con la placa de relleno. Entre los eventos 7 y 8 el valor de la fuerza de fricción decrece a medida que la viga es comprimida contra las placas de relleno. M es igual a cero en el evento 8.

Una inversión completa del momento aplicado resultará en un comportamiento similar de la conexión, pero en la dirección opuesta de la carga, tal como se observa en la Figura 3.1 (a). Debido a la existencia de una fuerza de fricción residual en el evento 8, las fuerzas en el sistema son indeterminadas hasta que se alcance nuevamente el evento 2. Si los torones permanecen elásticos y siempre que no ocurra una fluencia apreciable en la viga, la fuerza de postensado se conserva y la conexión se auto-centra al ser descargada. La capacidad de disipación de energía de la conexión está relacionada a la fuerza de fricción entre las superficies acero-latón. La placa de cortante transmite la fuerza cortante gravitacional de la viga. El cortante vertical de la viga en exceso del cortante gravitacional es resistido por las fuerzas de fricción desarrolladas en la entrecara viga-columna debido a la presencia de la fuerza de compresión de la viga, la cual proporciona la fuerza normal requerida para que se produzcan las fuerzas de fricción.

3.3 COMPORTAMIENTO DE LAS COMPONENTES DE LA CONEXIÓN

Para entender mejor el comportamiento de la conexión, es necesario estudiar el comportamiento de las componentes. Las principales componentes en una CPEF son la placa de fricción y los torones postensados tal como se puede ver en el

diagrama de cuerpo libre de una CPEF en la Figura 3.2. Para construir el diagrama de cuerpo libre, se realiza un corte a la derecha de la intersección entre la placa de relleno y la placa de fricción localizadas en ambas alas de la viga. Un segundo corte se realiza en la viga a una cierta distancia de la cara de la columna. Como se puede ver del diagrama de cuerpo libre, las principales fuerzas de las componentes de la conexión que contribuyen al momento desarrollado en una CPEF son:

1. F_f , la fuerza de fricción máxima asumida que actúa en el centroide de la placa de fricción. F_f se encuentra a una distancia d_1 de la fuerza de contacto C .
2. P , la fuerza axial en la viga. P es igual a la suma de la fuerza de postensado, T , y una fuerza axial adicional, F_{fd} , producida por la interacción del pórtico CPEF con el diafragma de piso (Rojas 2003). P y T están ubicadas a una distancia d_2 del centro de la fuerza de contacto C .
3. C , la fuerza de contacto que actúa en el centro de rotación. Como se puede ver en la Figura 3.2, C está compuesta de la fuerza del ala de la viga (C_f), la fuerza de la placa de refuerzo (C_p), y la fuerza de la placa de fricción a compresión (F).

Tal como se observa en la Figura 3.2, los momentos de flexión (m_t y m_b) y fuerzas cortantes (v_t y v_b) desarrollan tensión y compresión en la placa de fricción. La contribución de m_t y m_b a la capacidad de momento de la conexión es despreciable, y por lo tanto, m_t y m_b serán ignorados.

3.3.1 Relación Fuerza-Deformación de la Placa de Fricción

La relación fuerza-deformación de la placa de fricción sujeta a cargas cíclicas está idealizada en la Figura 3.3. Tal como se mencionó en el capítulo 2, la fricción se puede modelar usando la Teoría de Fricción de Coulomb. Así, el comportamiento de una placa de fricción ante cargas cíclicas corresponde a un modelo rígido-plástico (Chopra, 1995). El número de eventos en la Figura 3.3 corresponde al número de eventos en la Figura 3.1.

Entre los eventos 0 y 1, se asume que la fuerza de fricción es 0 y que no existe deslizamiento entre la placa de fricción y la viga. Después de la descompresión (evento 1), la fricción comienza a presentarse. Cuando la abertura inminente ocurre (evento 2), la placa de fricción desarrolla su fuerza máxima F_f , la cual es igual a

$$F_f = 2\mu N \quad (3.1)$$

en donde μ es el coeficiente de fricción y N es la fuerza normal generada por el apriete de los pernos colocados a través de los agujeros de ranura larga de las placas de fricción; el factor 2 es debido a la presencia de dos superficies de deslizamiento. De la Figura 3.2, la contribución al momento de la placa de fricción a tensión desarrollado en una CPEF es

$$M_{F_f} = d_1 F_f \quad (3.2)$$

Entre los eventos 0 y 2, en la relación fuerza-deformación de la placa de fricción a tensión, la rigidez inicial tiende al infinito. Después del evento 2, se forma una abertura Δ_{gap} (debido a θ_r) tal como se muestra en las Figuras 3.1(a) y 3.3. La fuerza F_f en la placa de fricción permanece constante hasta el evento 3, el cual es el

punto de máxima abertura. En cualquier punto entre los eventos 2 y 3, la abertura puede ser expresada cuantitativamente como

$$\Delta_{gap} = d_1 \theta_r \quad (3.3)$$

La rigidez en la gráfica $F-\Delta_{gap}$ de la placa de fricción entre los eventos 2 y 3 se asume igual a cero. Al descargar (evento 3), el comportamiento de la fuerza de fricción sigue la ruta observada en la Figura 3.3. En el evento 5, la fuerza de fricción es cero. Entre los eventos 5 y 6 la fuerza de fricción cambia de dirección y comienza a incrementarse hasta alcanzar su máximo valor en el evento 6. Entre los eventos 6 y 7, la abertura empieza a cerrarse y el valor de la fuerza de fricción permanece constante entre estos dos eventos. Durante los eventos 7 y 8 la abertura está completamente cerrada y el valor de la fuerza de fricción decrece. Cuando el momento aplicado es cero (evento 8 en Figura 3.1(a)) existe una fuerza de fricción residual cuyo valor no es conocido debido a que el sistema es indeterminado cuando la abertura está cerrada.

3.3.2 Comportamiento de los Torones Postensados

El inicio de la abertura en la entrecara viga-columna produce el elongamiento de los torones, y la elongación de los torones produce a su vez un incremento en su fuerza de postensado. Si los torones en una conexión interior están dispuestos simétricamente alrededor del centroide de la viga y a ambos lados de la conexión interior, éstos experimentan la misma rotación θ_r ; entonces todos los torones estarán sujetos a una misma deformación total Δ_s en la abertura, tal como se muestra en la Figura 3.4(a). Esta deformación se estima así (Garlock 2002)

$$\Delta_s = 2d_2\theta_r \quad (3.4)$$

en donde d_2 es la distancia entre el centro de la superficie de contacto y la resultante de fuerza de los torones que actúa en el centroide de la viga.

Como la fuerza de los torones se incrementa, las vigas se acortan en una cantidad δ_b . El sistema de postensado requiere que las fuerzas axiales estén en equilibrio, es decir, que el aumento en la fuerza de tensión de los torones sea igual al aumento en la fuerza de compresión de la viga. Garlock (2002) demostró que δ_b puede ser calculado mediante la siguiente expresión

$$\delta_b = \frac{k_s \Delta_s}{k_b + k_s} \quad (3.5)$$

en donde la rigidez de los torones, k_s , y la rigidez de la viga, k_b , son

$$k_s = \frac{A_s E}{L_s} \quad (3.6)$$

$$k_b = \frac{A_b E}{L_b} \quad (3.7)$$

en donde,

A_s = suma de las áreas de la sección transversal de todos los torones postensados,

A_b = área de la sección transversal de la viga,

E = módulo elástico del acero,

L_s = longitud de los torones postensados. En una conexión interior de un pórtico,

L_s es igual a la separación entre columnas. En la conexión de un

cruciforme, L_s es igual a la distancia entre los dos puntos de anclaje, y

L_b = longitud de la viga. En una conexión interior de un pórtico, L_b es igual a la separación entre columnas menos el ancho de esta.

La elongación de los torones es la deformación total de la abertura, Δ_s , menos δ_b . La fuerza total de los torones después de la descompresión es:

$$T = T_o + k_s(\Delta_s - \delta_b) \quad (3.8a)$$

en donde T_o es fuerza total del postensado inicial en todos los torones.

Sustituyendo la Ecuación 3.5 en la Ecuación 3.8a,

$$T = T_o + \Delta_s \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \quad (3.8b)$$

y sustituyendo la Ecuación 3.4 en la 3.8b,

$$T = T_o + 2d_2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \theta_r \quad (3.8c)$$

El término en paréntesis de la Ecuación 3.8b y 3.8c representan una rigidez modificada de los torones debido al acortamiento de la viga. Puede verse que la Ecuación 3.8b (y 3.8c) corresponde a la ecuación de la pendiente de una recta, igual a $k_b k_s / (k_b + k_s)$. Siempre que los torones permanezcan elásticos, la ruta de descarga seguirá la misma línea de la ruta de carga. La relación cíclica fuerza-deformación ($T - \Delta_s$) de los torones postensados es mostrada en la Figura 3.4(b). El número de eventos en la Figura 3.4(b) corresponde al número de eventos en la Figura 3.1.

De la Figura 3.2, la contribución de los torones al momento desarrollado en una CPEF es

$$M_{torón} = d_2 T \quad (3.9)$$

Sustituyendo la Ecuación 3.8c en la 3.9,

$$M_{torón} = T_o d_2 + K_s^\theta \theta_r \quad (3.10)$$

en donde

$$K_s^\theta = 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \quad (3.11)$$

es la contribución de los torones a la rigidez a flexión de la conexión.

3.4 CAPACIDAD A MOMENTO DE LA CONEXIÓN

La capacidad a momento de una CPEF puede ser determinada mediante el diagrama de cuerpo libre presentado en la Figura 3.2. La fuerza de contacto, C, es igual a

$$C = P + F_f \quad (3.12)$$

en donde P es la fuerza axial en la viga igual a

$$P = T + F_{fd} \quad (3.13)$$

y F_{fd} es la fuerza axial adicional en la viga producida por la interacción del pórtico CPEF con el diafragma de piso. En la conexión de una cruciforme, $F_{fd} = 0$ y por lo tanto $P = T$.

Tomando momentos alrededor del centroide de la viga, el momento desarrollado en una CPEF puede ser expresado tal como se indica a continuación:

$$M = (d_1 - d_2) F_f + C d_2 \quad (3.14a)$$

Sustituyendo la Ecuación 3.12 en la ecuación anterior,

$$M = d_1 F_f + P d_2 \quad (3.14b)$$

y sustituyendo la Ecuación 3.13 en la 3.14b, se obtiene la expresión para el momento de la conexión en términos de la fuerza de fricción máxima F_f , la fuerza total de los torones T , y la fuerza axial adicional en la viga F_{fd}

$$M = d_1 F_f + (T + F_{fd}) d_2 \quad (3.14c)$$

Más detalles acerca de F_{fd} pueden encontrarse en Rojas (2003) y Garlock (2002).

3.5 MODELO MOMENTO – ROTACIÓN RELATIVA PARA UNA CPEF SUJETA A CARGAS CÍCLICAS

La Figura 3.5 presenta el modelo analítico momento-rotación relativa ($M-\theta_r$) usado en un análisis simplificado de una CPEF. Esta figura presenta únicamente el primer cuadrante de la respuesta cíclica total mostrada en la Figura 3.1(a). El número de eventos marcados en la Figura 3.5 corresponde al mismo número de eventos marcados en la curva momento-rotación relativa en la Figura 3.1(a) y la curva fuerza-deformación de la placa de fricción a tensión en la Figura 3.3. Las suposiciones incorporadas dentro de este modelo son:

- Modelo rígido-plástico para la placa de fricción a tensión.
- El pandeo local de la viga no es considerado.

La curva $M-\theta_r$ mostrada en la Figura 3.5 consta de dos partes: carga y descarga. Las regiones para la parte de carga son: región de postensado inicial (eventos 0 a 1), región de fricción (eventos 1 a 2), y la región de abertura (eventos 2 a

4). Las regiones de la parte de descarga son: región de abertura constante (eventos 3 a 6) y región de cierre de abertura (eventos 6 a 7). Estas regiones se describen a continuación.

3.5.1 Región de Postensado Inicial

Cuando el postensado inicial es aplicado a los torones (evento 0), las alas de la viga se comprimen contra la placa de refuerzo. La fuerza total del postensado inicial en los torones es T_o . Se considera que las fuerzas de fricción son cero. La fuerza de compresión en cada ala de la viga es la mitad de la fuerza de postensado total debido a la distribución simétrica de los torones. Las fuerzas de reacción o de contacto en cada ala son iguales a la fuerza en cada ala ($T_o/2$), tal como se muestra en la Figura 3.6(a).

Para un momento en la viga (M) mayor o igual a cero, pero menor que el momento de descompresión, M_d , se desarrollan en la entrecara viga-columna fuerzas de contacto C^T y C tal como se observa en la Figura 3.6(b). C^T es la fuerza de contacto en el lado de la viga que desarrolla tensión ante la aplicación de un momento, y C es la fuerza de contacto en el lado de la viga que desarrolla compresión ante la aplicación de un momento. Como el momento en la viga incrementa, C incrementa y C^T decrece. El momento de descompresión es alcanzado cuando C^T es cero y C es igual a T_o tal como se indica la Figura 3.6(c). Usando la Figura 3.6(c), el momento de descompresión, M_d , se calcula tomando momentos alrededor del punto C , así:

$$M_d = d_2 T_o \quad (3.15)$$

3.5.2 Región de Fricción

El momento aplicado continúa incrementándose entre los eventos 1 y 2 (ver Figura 3.5) ya que la rotación viga es restringida por la resistencia a momento de la componente de fricción y por la resistencia a momento proporcionada por el postensado inicial. La fuerza de contacto C continua incrementándose mientras la fuerza de contacto C^T permanece nula. Una vez que el momento aplicado M alcanza la resistencia a momento debido a la fricción, M_{FF} , más la resistencia a momento debido al postensado inicial, M_d , la rotación de la viga es inminente, tal como indica el evento 2 en la Figura 3.5. A este momento se lo refiere como el momento de abertura inminente, M_{IGO} , y puede ser expresado así

$$M_{IGO} = M_d + M_{FF} \quad (3.16)$$

en donde M_d y M_{FF} están dados por las Ecuaciones 3.15 y 3.2, respectivamente. La fuerza de contacto asociada con el momento de abertura inminente es mostrada en la Figura 3.6(d).

3.5.3 Región de Abertura

El evento 4 de la Figura 3.5 representa el punto en donde los torones empiezan a fluir. Por lo tanto θ_4 representa la rotación relativa cuando $T = T_y$, en donde T_y es la fuerza de fluencia del torón. Sustituyendo en la Ecuación 3.10 $M_{torón}$ igual a $T_y d_2$,

$$\theta_4 = \frac{(T_y - T_o)d_2}{K_s^0} \quad (3.17)$$

La rigidez de la conexión para $\theta_2 < \theta \cdot \theta_4$ es K_{2-4}^θ tal como muestra la Figura 3.5. K_{2-4}^θ comprende la rigidez axial de los torones (K_s^θ) dada en la Ecuación 3.11 y la rigidez proporcionada por el diafragma de piso (K_{fd}^θ); esto es

$$K_{2-4}^\theta = K_s^\theta + K_{fd}^\theta \quad (3.18)$$

en donde K_{fd}^θ viene dada por

$$K_{fd}^\theta = \gamma_1 d_2 d_1 K_{cb} + \gamma_2 d_2 K_{Fx} \quad (3.19)$$

La fórmula (3.19) fue derivada por Garlock (2002). En esta fórmula γ_1 y γ_2 son constantes, K_{cb} es la rigidez de la viga colectora en la dirección del desplazamiento lateral del pórtico y K_{Fx} es la rigidez asociada con las fuerzas inerciales y θ_r . Más detalles pueden encontrarse en Garlock (2002) y Rojas (2003).

Por tanto, el momento en la viga causante de la fluencia de los torones es

$$M_4 = M_{IGO} + \theta_4 K_{2-4}^\theta \quad (3.20)$$

3.5.4 Región de Abertura Constante

El evento 3 marca el inicio de descarga del ciclo. Asumiendo que θ_3 es conocido, el momento de la inversión de la carga es

$$M_3 = M_{IGO} + \theta_3 K_{2-4}^\theta \quad (3.21)$$

La curva de descarga sigue la línea vertical definida entre los eventos 3 y 6. El momento de descarga entre estos dos eventos es $2M_{Ff}$, en donde M_{Ff} está dado por la Ecuación 3.2. Entre los eventos 3 y 5, el valor de la fuerza de fricción empieza a

decrecer resultando en un valor de cero en el evento 5. Entre los eventos 5 y 6 la fuerza de fricción cambia de dirección y empieza a incrementarse hasta alcanzar su máximo valor en el evento 6.

3.5.5 Región de Cierre de Abertura

Entre los eventos 6 y 7, la viga rota hasta que el ala superior de la viga está nuevamente en contacto con la placa de relleno, (i.e., θ_f igual a cero), pero sin ser comprimida. Entre los eventos 7 y 8 el valor de la fuerza de fricción decrece mientras que la viga esta comprimida contra la placa de relleno y M es igual a cero en el evento 8. Una inversión completa del momento aplicado resultará en un comportamiento similar de la conexión, la misma que ocurre en la dirección opuesta de carga, tal como se observa en la Figura 3.1 (a).

3.6 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE EN SISTEMAS CPEF

El amortiguamiento es el proceso causante de que un movimiento vibratorio disminuya su amplitud con el tiempo. Cuando hay amortiguamiento, la energía de la vibración del sistema es disipada por al menos un mecanismo. En edificios reales, entre los principales mecanismos de disipación de energía se encuentran los que incluyen fricción en las conexiones de acero, en la estructura y sus elementos no-estructurales, y la apertura y cierre de grietas microscópicas en el concreto (Chopra, 1995).

El amortiguamiento en estructuras reales se representa usualmente por un amortiguamiento viscoso lineal. El coeficiente de amortiguamiento es escogido de tal forma que la energía de vibración disipada sea equivalente a la energía disipada por todos los mecanismos combinados de amortiguamiento presentes en la estructura real. A esta idealización se la llama amortiguamiento viscoso equivalente.

La cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente disponible en sistemas con dispositivos de fricción es en general superior a la de un pórtico resistente a momento con conexión TR. En esta sección se presentan las ecuaciones para la energía disipada y la cantidad de amortiguamiento viscosos equivalente en sistemas CPEF.

3.6.1 Energía Disipada en Sistemas con Amortiguamiento Viscoso

La Figura 3.7 muestra la relación carga lateral-desplazamiento lateral de un sistema con Un Grado de Libertad (UGDL) con amortiguamiento viscoso. El área encerrada por la elipse representa la energía disipada en el sistema (Chopra 1995), E_D , esto es

$$E_D = \pi f_{D,\max} u_0 = \pi c \omega u_0^2 = 2\pi \xi \frac{\omega}{\omega_n} k u_0^2 \quad (3.22)$$

en donde $f_{D,\max}$ es la fuerza máxima de amortiguamiento, u_0 es la amplitud del movimiento, c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso, ω es la frecuencia de excitación, ξ es la factor de amortiguamiento, ω_n es la frecuencia natural de la estructura, y k es la rigidez lateral del sistema.

3.6.2 Energía Disipada en una CPEF

La Figura 3.8 muestra la relación momento-rotación relativa de una CPEF. El área total encerrada por la curva representa la energía disipada en un lado de una conexión interior. La energía total disipada en una conexión interior, $E_{I,c}$, es

$$E_{I,c} = 8M_{Ff}\theta_3 \quad (3.23)$$

en donde M_{Ff} está dado por la Ecuación 3.2 y θ_3 es la rotación relativa de una conexión en la inversión de carga, como se observa en las Figuras 3.1(a) y 3.5.

3.6.3 Amortiguamiento Viscoso Equivalente en una CPEF

Para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente en una CPEF, $\xi_{eq,c}$, la Ecuación 3.23 se iguala a la Ecuación 3.22. Reemplazando $\omega=\omega_n$, k igual a M_3/θ_3 y u_0 igual a θ_3 , $\xi_{eq,c}$ se expresa así

$$\xi_{eq,c} = \frac{E_{I,c}}{2\pi M_3 \theta_3} \quad (3.24)$$

en donde M_3 se expresa por la Ecuación 3.21

3.6.4 Amortiguamiento Viscoso Equivalente en Sistemas CPEF de Múltiples Grados de Libertad

El amortiguamiento viscoso equivalente en sistemas CPEF de Múltiples Grados de Libertad (MGDL) puede ser estimado usando el método que presentó Sause et al. 1994 de la Energía de Fuerza Lateral (EFL). La expresión EFL para el amortiguamiento equivalente de un sistema con MGDL, $\xi_{eq,MGDL}$, con CPEF es

$$\xi_{eq,MGDL} = \frac{\eta (M^T_3)(\theta_3)}{2 (E^T)(\Delta)} \quad (3.25)$$

en donde \underline{M}_3 es el vector de momentos cuando la carga es invertida en la CPEF, $\underline{\theta}_3$ es el vector correspondiente a la rotación relativa de la conexión, \underline{F} es el vector de fuerzas laterales aplicadas en los niveles de piso, y $\underline{\Delta}$ es el vector correspondiente a los desplazamientos de piso. η es el *factor de amortiguamiento específico* (Chopra 1995), también conocido como *factor de pérdida*, esto es

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{E_{I,c}}{E_{S_0}} \quad (3.26)$$

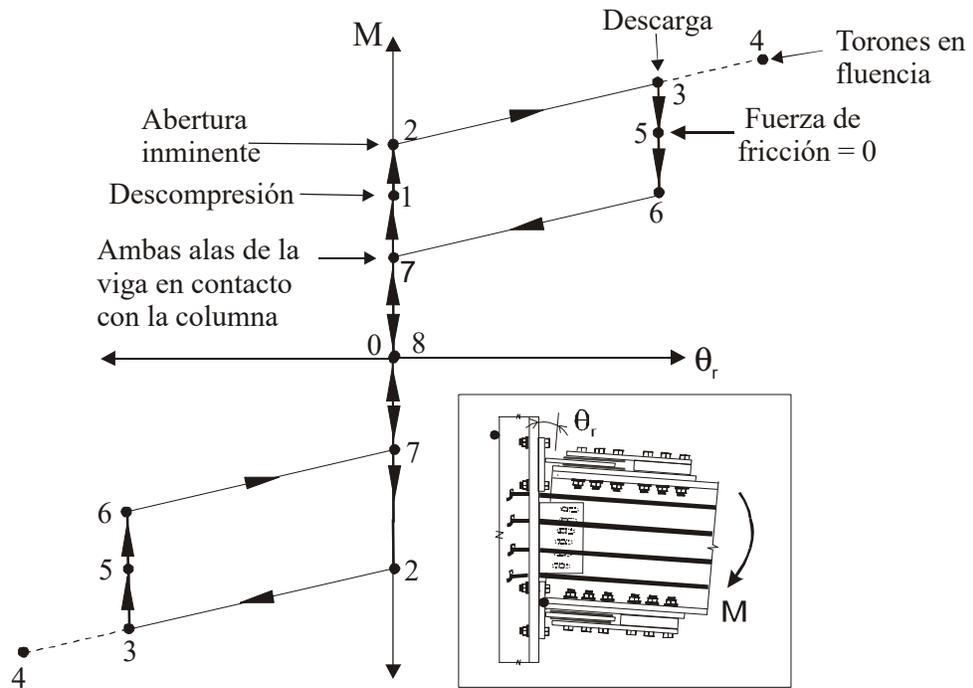
en donde $E_{I,c}$ está dado por la Ecuación 3.23 y E_{S_0} es la energía de deformación en una CPEF (ver Figura 3.8) y puede determinarse así

$$E_{S_0} = \frac{k_\theta \theta_3^2}{2} \quad (3.27)$$

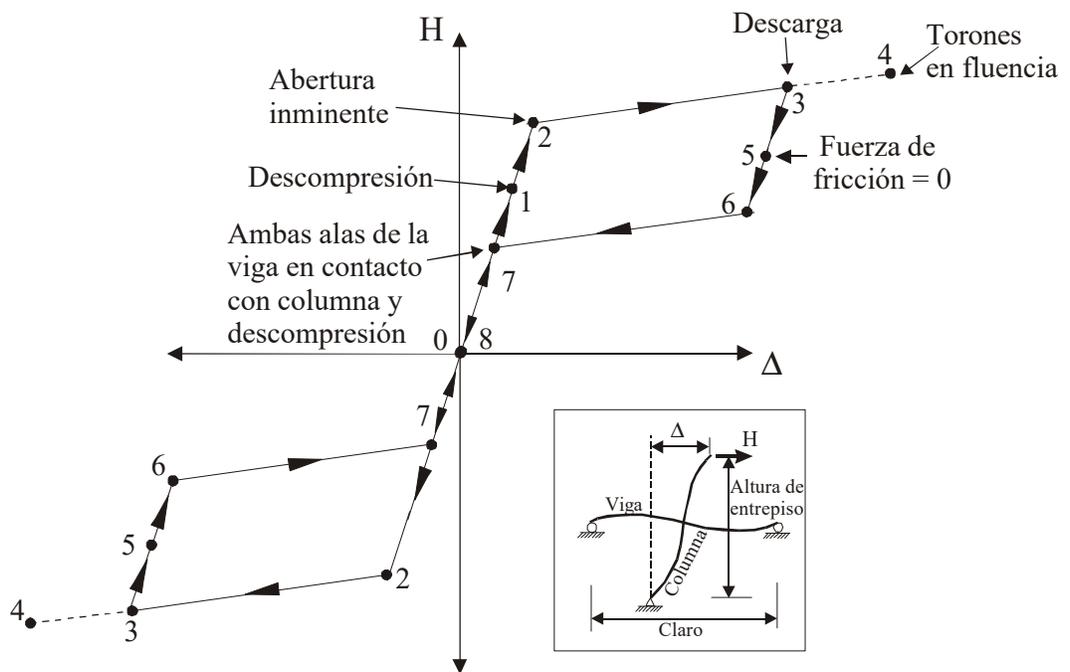
en donde K_θ es la rigidez secante en el modelo M- θ_r .

3.7 RESUMEN

Este capítulo presentó un método de análisis simplificado que permite estimar el comportamiento de un sistema con conexiones postensadas y elementos de fricción. Las ecuaciones desarrolladas en este capítulo describen el comportamiento individual de los componentes de una CPEF. Estas ecuaciones fueron usadas para desarrollar expresiones que estiman el comportamiento momento-rotación relativa de una CPEF. Adicionalmente, se presentaron las expresiones para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente en sistemas CPEF. Este capítulo constituye la base de las recomendaciones para el criterio y el procedimiento de diseño de pórticos CPEF descritos en el Capítulo 4.



(a) Momento-Rotación Relativa de la Conexión



(b) Carga Lateral-Desplazamiento de un Cruciforme con CPEF

Figura 3.1 Respuesta cíclica idealizada de una CPEF

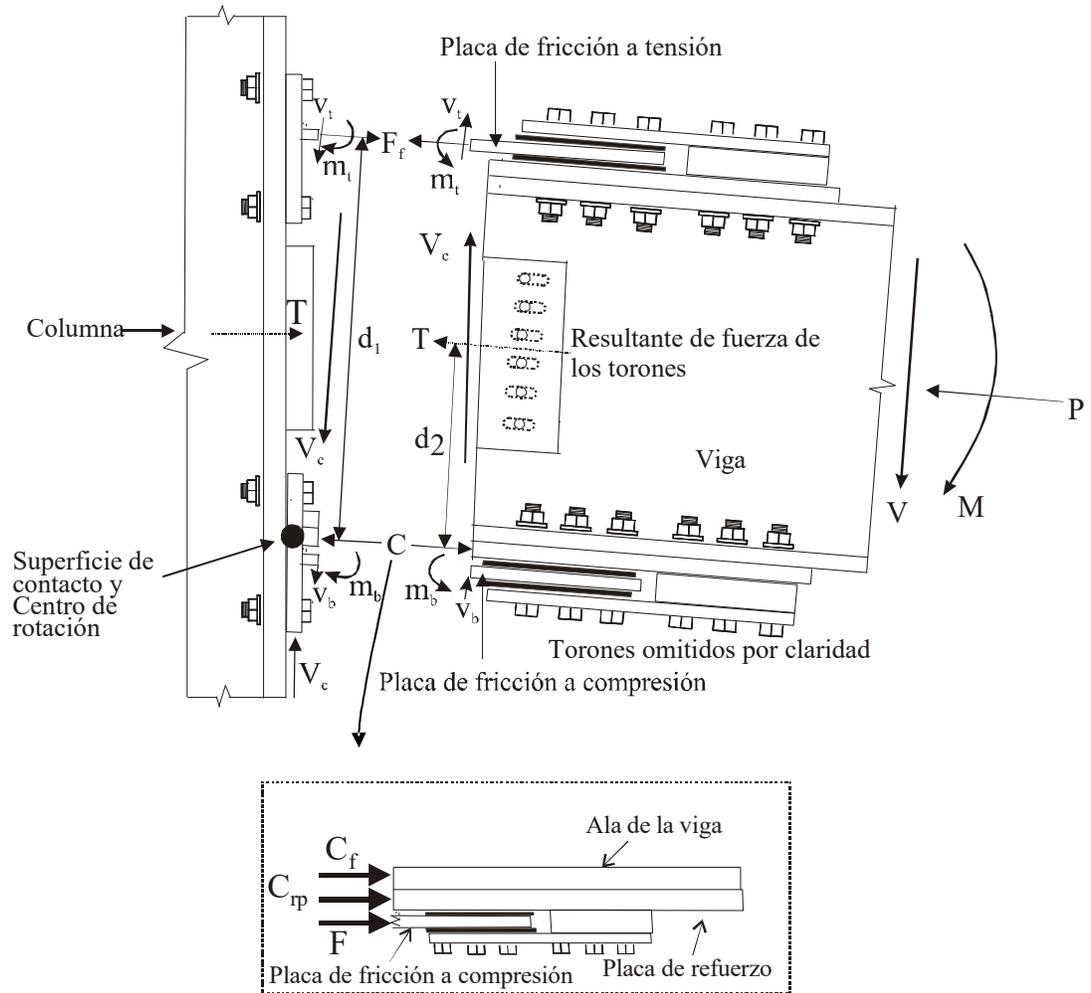


Figura 3.2 Diagrama de cuerpo libre de una CPEF.

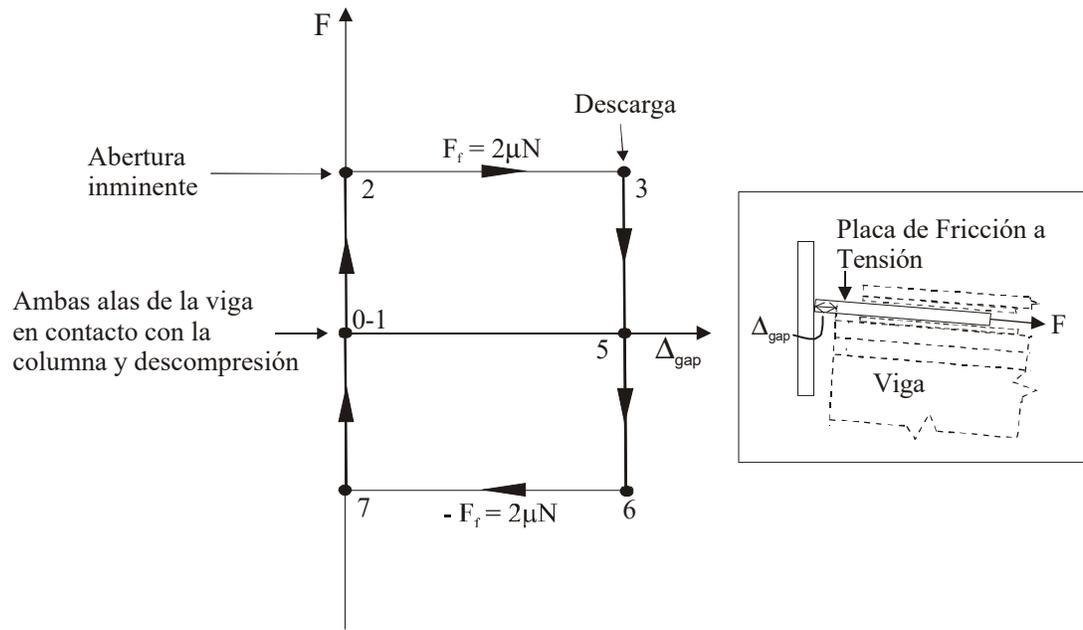
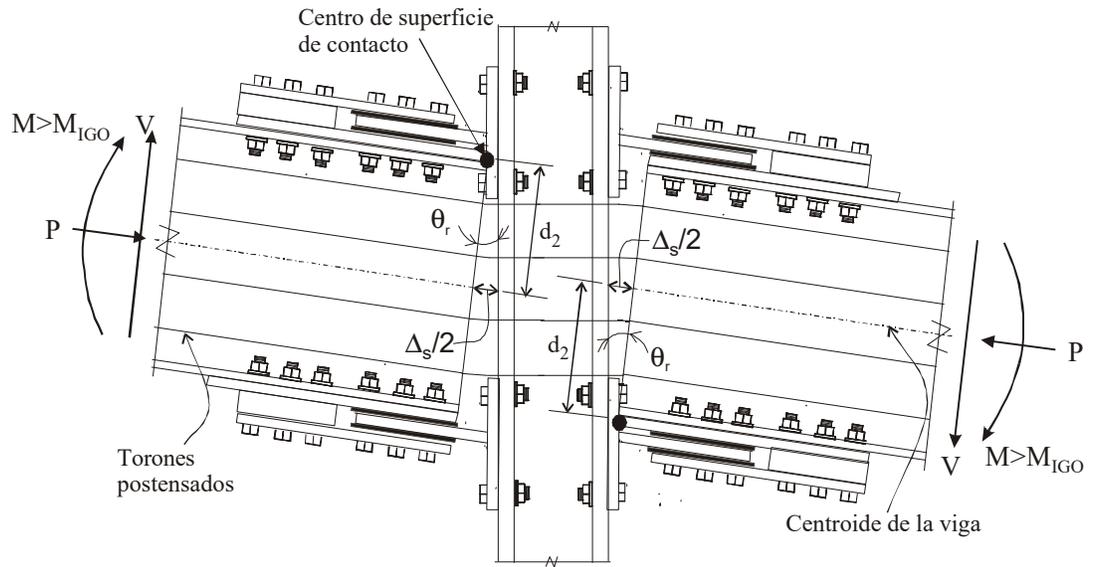
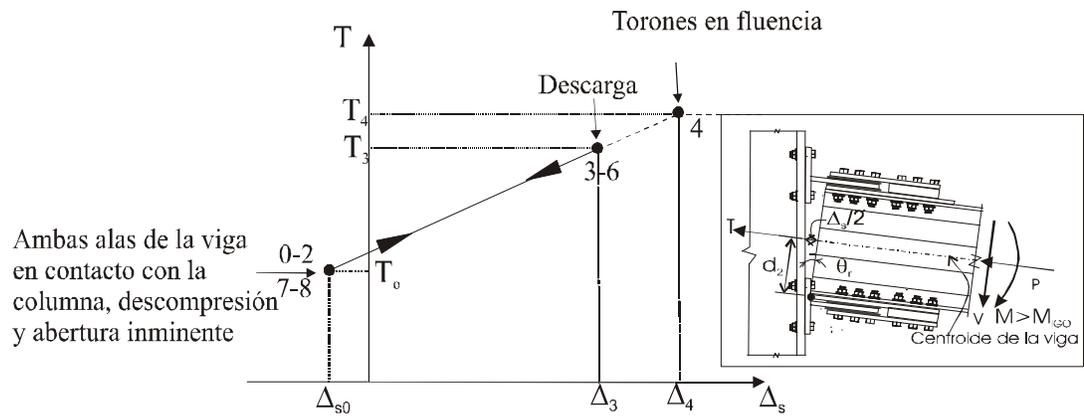


Figura 3.3 Relación Fuerza-Deformación de una placa de fricción a tensión.



(a) Configuración deformada



(b) Relación Fuerza – Deformación de los torones PT

Figura 3.4 Comportamiento de los torones PT después de producirse la abertura en una conexión interior.

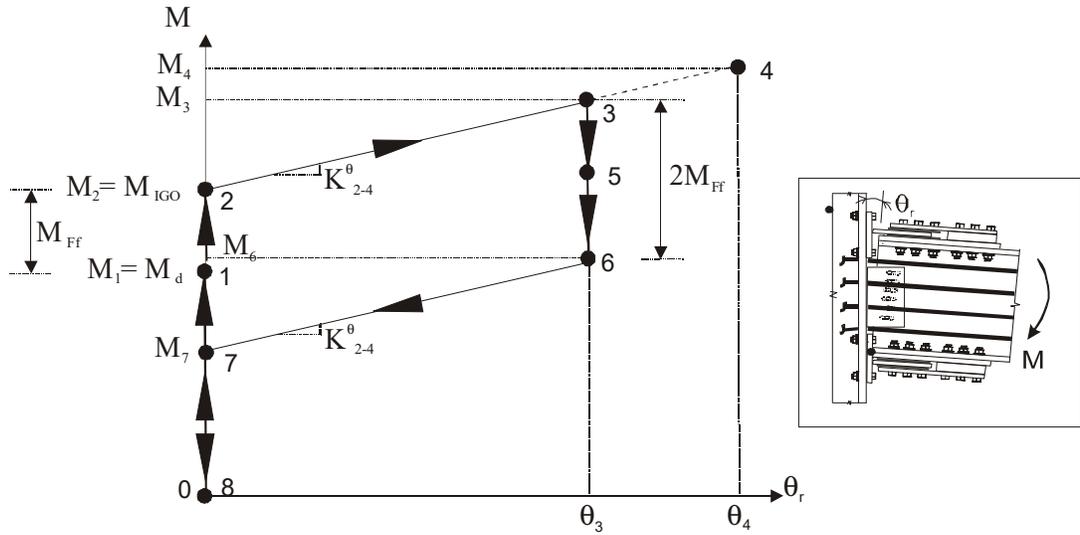


Figura 3.5 Modelo analítico $M-\theta_r$ de una CPEF.

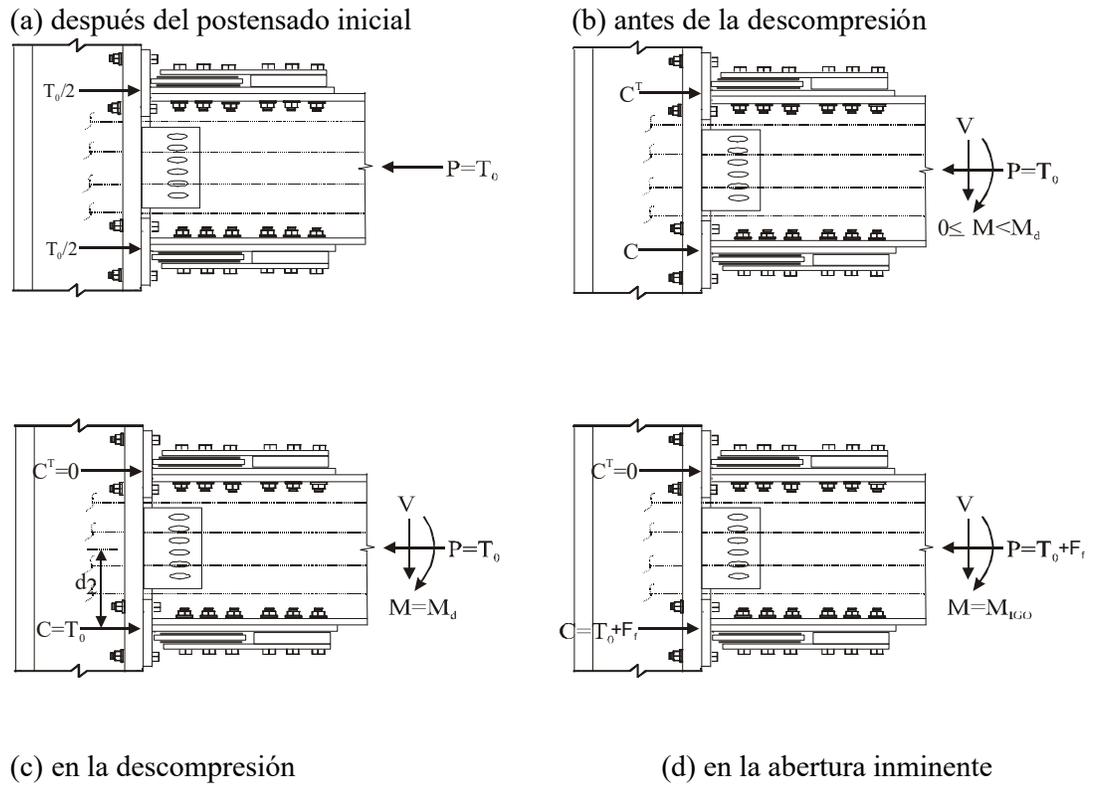


Figura 3.6 Fuerzas de contacto en la entrecara viga-columna.

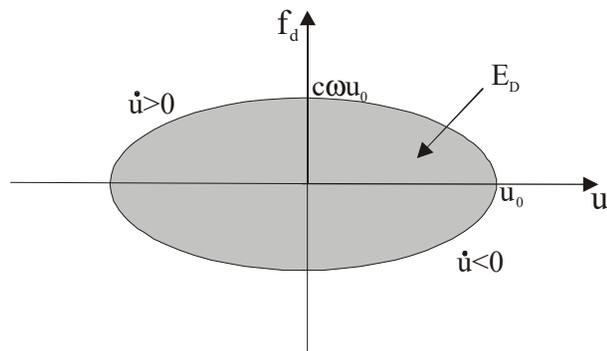


Figura 3.7 Energía disipada, E_D , en un sistema de UGDL con amortiguamiento viscoso.

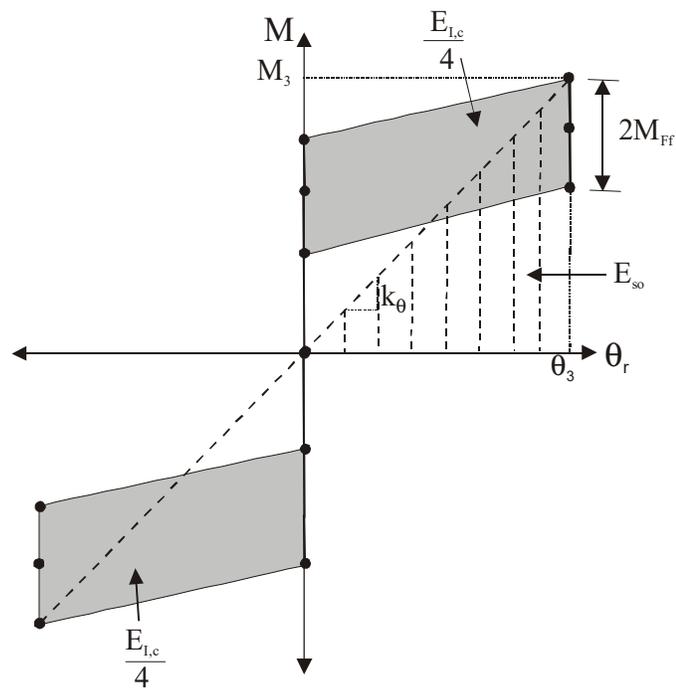


Figura 3.8 Energía disipada en una CPEF.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON CONEXIONES POSTENSADAS Y ELEMENTOS DE FRICCIÓN

4.1 GENERALIDADES

Este capítulo presenta el enfoque usado para diseñar pórticos de acero resistentes a momento (PARM) con conexiones postensadas y elementos de fricción (CPEF). El diseño propuesto es un diseño basado en desempeño, en donde el objetivo de diseño relaciona un nivel de *desempeño sísmico del edificio* con un *nivel sísmico esperado*. Los niveles de desempeño sísmico están definidos principalmente por los *estados límites* (i.e., fluencia de los torones, pandeo local de la viga, etc.) y *capacidades estructurales*. Por el contrario, los niveles sísmicos son cuantificados por la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos, en donde sismos con una baja probabilidad de ocurrencia producirán mayores demandas estructurales (i.e., derivas de entrepiso, fuerzas, etc.).

Este capítulo define los niveles de desempeño sísmico de edificios, niveles sísmicos, estados límites y capacidades estructurales de un sistema con CPEF. Además, se definen los objetivos y criterios de diseño para cada estado límite con el propósito de satisfacer los objetivos de diseño por desempeño. Asimismo, se detallan

los parámetros de diseño y sus efectos en el diseño de un pórtico con CPEF, así como también el procedimiento de diseño para PARM con CPEF.

4.2 ENFOQUE DEL DISEÑO PROPUESTO

El método de diseño para la rehabilitación de PARM existentes con CPEF es el mismo desarrollado por Rojas (2003) para edificios nuevos, el mismo que a su vez fue adoptado del método de diseño para sistemas CPT desarrollado por Garlock (2002).

El primer paso en el proceso de diseño es la selección de los *objetivos de diseño por desempeño* (ODD). Un ODD es una relación entre el nivel de desempeño sísmico esperado en el edificio con los niveles de sismicidad. Estos niveles fueron descritos por Rojas (2003) y se presentan a continuación.

4.2.1 Niveles de Desempeño Sísmico de Edificios

Los niveles de desempeño sísmico de edificios definen todos los niveles de daño estructural y no-estructural que puedan ocurrir. FEMA-350 (SAC 2000) identifica cuatro niveles de desempeño para edificaciones tal como se muestra en la Figura 4.1, los cuales definen los objetivos mínimos de diseño de edificaciones para los diferentes Grupos de Uso Sísmico (GUS). Estos niveles de desempeño son: *Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso*. La Tabla 4.1 describe los niveles de daño estructural y no-estructural que puede esperarse en los edificios que cumplan con los niveles de Prevención del Colapso y Ocupación Inmediata. La descripción de los niveles de desempeño no es precisa y

puede presentar variaciones para diferentes edificios dentro de un mismo nivel de desempeño. La Tabla 4.1 además proporciona una comparación entre estos dos niveles según lo recomendado por FEMA-350 y FEMA-302 (BSSC 1997) para las edificaciones asignadas al Grupo de Uso Sísmico I (GUS-I). La Tabla 4.2 describe el daño estructural que alcanzan los elementos típicos de un pórtico de acero resistente a momento con conexiones soldadas.

El diseño propuesto para sistemas CPEF, usa solamente dos de los niveles de desempeños descritos por FEMA-350: Ocupación Inmediata y Prevención del Colapso. El nivel de Seguridad de Vida no es usado en el método de diseño propuesto para sistemas CPEF. Sin embargo, estos niveles serán usados para la evaluación sísmica de PARM con conexiones totalmente restringidas (TR) en el Capítulo 5. El nivel de Seguridad de Vida se encuentra entre el de Ocupación Inmediata y Prevención del Colapso tal como se puede ver en la Figura 4.1, y se lo define como el estado de desempeño en donde daño significativo ha ocurrido, pero existe un mínimo margen de seguridad con respecto al colapso parcial o total. Este margen es diferente para FEMA-273 (ATC 1997) y FEMA-302. FEMA-350 escribe en el comentario,

“Debido a las definiciones un tanto arbitrarias del nivel de desempeño de Seguridad de Vida y el hecho de que diferentes códigos y normas han seleccionado definiciones alternativas para este..., el nivel de Seguridad de Vida no ha sido incluido en estos Criterios Recomendados. Sin embargo... los usuarios que deseen evaluar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida pueden hacerlo interpolando entre los criterios de aceptación proporcionados por los niveles de Prevención del Colapso y Ocupación Inmediata.”

El enfoque del diseño propuesto para sistemas CPEF recomienda el mismo comentario.

4.2.1.1 Nivel de Desempeño Sísmico de Ocupación Inmediata

FEMA-350 da la siguiente definición para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata:

“El nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata está definido como el estado de desempeño en el cual un daño estructural limitado ocurre. Se anticipa que el daño ocurrido es insignificante, por lo que no es necesario inspeccionar el edificio después del terremoto, y aunque se pueda presentar un mínimo daño, este no requerirá de reparación. Los sistemas resistentes de fuerza lateral y vertical del edificio conservan casi toda la rigidez y resistencia que tenían antes del sismo. El riesgo de amenaza de vida como resultado de daño estructural es muy bajo. Las edificaciones que se encuentran dentro de este nivel de desempeño deben ser seguras para su ocupación inmediata después del sismo, suponiendo que el daño de los componentes no estructurales es ligero y que la utilidad de sus servicios está disponible.

El enfoque del diseño propuesto para sistemas CPEF recomienda esta definición para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

4.2.1.2 Nivel de Desempeño de Prevención del Colapso

FEMA-350 da la siguiente definición para el nivel de desempeño de Prevención del Colapso:

“El nivel de desempeño estructural de Prevención del Colapso está definido como el estado de daño, en el cual la estructura se encuentra al límite de experimentar colapso parcial o total. La estructura experimenta daño sustancial, incluyendo una degradación significativa en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral, grandes deformaciones laterales permanentes de la estructura y degradación en su capacidad de resistir cargas verticales. Sin embargo, todos los componentes del sistema resistente de cargas gravitacionales deben continuar resistiendo su demanda de cargas

gravitacionales. La reparación de la estructura podría ser impráctica desde el punto de vista técnico y económico y no es segura para su reocupación; las replicas posteriores al sismo pueden inducir al colapso.”

Esta definición para el nivel de Prevención del Colapso fue desarrollada para edificios con conexiones viga-columna soldadas totalmente restringidas. El enfoque de diseño propuesto para pórticos CPEF usa la definición anterior para el desempeño de Prevención del Colapso con la excepción de que no se espera obtener “grandes deformaciones laterales permanentes de la estructura”. Una mínima deformación lateral permanente es esperada, mas no la cantidad que implica la definición anterior. Además, asumiendo que el mayor daño estructural ocurriera en el pórtico CPEF, la estructura puede ser técnica y económicamente práctica de reparar.

4.2.2 Niveles Sísmicos

FEMA-302 proporciona dos niveles específicos de intensidad sísmica a ser considerados en el diseño: *Sismo Considerado Máximo (MCE)*, y *Sismo de Diseño (DBE)*.

El MCE es el nivel sísmico más severo considerado para el diseño, aunque no necesariamente puede ser el terremoto más severo que pueda ocurrir en la región. Se asume que el MCE tiene una probabilidad del 2% de excedencia en 50 años (i.e., aproximadamente un período de recurrencia promedio de 2500 años). Ver FEMA-302 para más detalles.

El DBE es el nivel sísmico basado en las fuerzas laterales de diseño, usado por códigos como el Código Internacional para Edificios (IBC) 2000 (ICC 2000). Está definido como $2/3$ de la intensidad del MCE. El período de recurrencia para el sismo DBE depende de acuerdo a la sismicidad de la región o del lugar. En áreas de baja sismicidad, el período de retorno puede estar entre el rango de 750 y 1250 años, mientras que para regiones de alto riesgo sísmico este período de retorno puede estar en un rango de 300 a 600 años (FEMA-350, SAC 2000).

El diseño propuesto para sistemas CPEF también usa estos dos niveles sísmicos.

FEMA-350 también incluye un tercer nivel sísmico; el *Sismo Frecuente* el cual tiene una probabilidad del 50% de excedencia en 50 años. Algunas veces es llamado *Evento Máximo Probable* (MPE). El período de recurrencia para el sismo MPE es de 72 años (FEMA-303, BSSC 1997). Aunque, el sismo MPE no es usado para el diseño propuesto, se hace una referencia de este en la Sección 4.7.1.

4.3 ESTADOS LÍMITES

El desempeño sísmico está definido por la magnitud del daño en los elementos estructurales y no estructurales; a su vez esta magnitud del daño se define por los estados límites alcanzados. Los estados límites estructurales pueden ser aplicados a las CPEF, pórticos CPEF, o al sistema CPEF como un todo (i.e., incluyendo el sistema gravitacional). Los estados límites se describen en detalle a continuación (Rojas 2003 y Garlock 2002).

4.3.1 Estados Límites Estructurales Considerados por el Criterio de Diseño

Los estados límites considerados por el criterio de diseño propuesto, descritos en la Sección 4.7, se detallan a continuación. Estos criterios se dividen en tres grupos de acuerdo a la conformabilidad de los estados límites que ocurren en cada nivel de desempeño sísmico de edificios.

4.3.1.1 Nivel Aceptable de Desempeño para Ocupación Inmediata

Los siguientes estados límites estructurales son considerados como daños que conforman el concepto de nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (ver Sección 4.2.1.1):

- descompresión; y
- abertura inminente.

Cuando la conexión se descomprime, la rotación de la viga es restringida por la componente de fricción. Cuando la fricción se supera, ocurre una rotación relativa entre la viga y columna. En este punto se pierde algo de rigidez en el comportamiento momento-rotación relativa de la CPEF tal como se muestra en la Figura 4.2 (detalles de los Escenarios A y B de la Figura 4.2 se describen las Secciones 4.3.1.2 y 4.3.1.3). Sin embargo, mientras el valor de la rotación relativa sea pequeño de tal forma que no ocurran otros estados límites, la descompresión y la abertura inminente no constituyen daños que requieran reparación. De esta manera, el edificio puede ser ocupado inmediatamente después del terremoto en forma segura. Por consiguiente, estos dos estados límites conforman el concepto del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

4.3.1.2 Nivel Aceptable de Desempeño para Prevención del Colapso

Los siguientes estados límites estructurales son considerados como daños que conforman el concepto de nivel de desempeño de Prevención del Colapso (ver Sección 4.2.1.2):

- las vigas colectoras alcanzan su capacidad;
- fluencia de la zona de panel;
- articulación plástica de las columnas;
- deformación de la viga al final de la placa de refuerzo igual a dos veces la deformación unitaria de fluencia:
- fluencia de la viga en la cara de la columna bajo esfuerzos de contacto;
- fluencia por cortante horizontal en el alma de la viga cercana a las placas de refuerzo;
- excesiva deriva de entrepiso; y
- excesiva deformación del sistema gravitacional.

Cuando se alcanza la capacidad de la viga colectora, se afecta lo siguiente: (1) la cantidad de carga lateral incorporada al pórtico CPEF, (2) los movimientos relativos entre el pórtico CPEF y el sistema de piso a gravedad, (3) el desempeño del sistema gravitacional, y (4) la rigidez de la CPEF. La Figura 4.2, la cual presenta la relación $M-\theta_r$ de una CPEF para los Escenarios A y B, muestra la rigidez de la conexión una vez producida la abertura, $K_{2.4}^0$. Tal como se describe en el Capítulo 3, $K_{2.4}^0$ está ligada a la rigidez axial de los torones (K_s^0) dada por la Ecuación 3.11 y la rigidez inducida por la interacción con el sistema gravitacional, i.e., diafragma de

piso, (K_{fd}^{θ}) dada por la Ecuación 3.19. El Capítulo 3 proporciona una ecuación que define la relación entre estas rigideces y se repite a continuación:

$$K_{2-4}^{\theta} = K_s^{\theta} + K_{fd}^{\theta} \quad (3.18)$$

Cuando la viga colectora alcanza su capacidad, K_{fd}^{θ} es cero, motivo por el cual la rigidez de la CPEF se reduce, tal como se puede ver en las Figuras 4.2(a) y 4.2(b).

Bajo la acción de un sismo severo, es probable que ocurran articulaciones plásticas en las columnas de la planta baja al nivel del suelo. Por otro lado, la zona de panel puede experimentar fluencia; sin embargo, la fluencia puede ser controlada por el diseñador (tal como se indica en el criterio para fluencia de la zona de panel en la Sección 4.7.11).

Los ensayos experimentales desarrollados por Garlock et al. (2002) en CPT (ver Capítulo 2) muestran que existe un incremento significativo de la deformación unitaria, lo que produce deformación unitaria plástica cuando la deformación al final de la placa de refuerzo excede de $0.9\varepsilon_y - 2.5\varepsilon_y$. Esto puede verse en los puntos de “Deformación Máxima” (DM) en las Figuras 4.3 y 4.4, las cuales presentan las gráficas de deformación unitaria al final de la placa de refuerzo versus el desplazamiento lateral, Δ , en los cruciformes viga-columna 36s-30 y 36s-30-P, respectivamente. Para controlar las deformaciones unitarias desarrolladas en la viga CPEF y prevenir el pandeo local de la viga, el criterio de diseño propuesto (descrito en la Sección 4.7.4) limita la deformación en la viga a $2\varepsilon_y$ para el nivel DBE, en

donde ε_y es la deformación unitaria de fluencia. Por lo tanto, otro estado límite considerado en el diseño de sistemas CPEF corresponde a que la deformación unitaria al final de la placa de refuerzo no exceda $2\varepsilon_y$.

La viga puede experimentar algo de fluencia en la cara de la columna debido a los grandes esfuerzos de contacto existentes. Los resultados experimentales de Garlock (2002) de CPT, demuestran que estos esfuerzos no afectan el desempeño de la conexión. Además, la fluencia por cortante horizontal en el alma de la viga, paralela y cercana a las placas de refuerzo tampoco afectan el desempeño de la conexión.

El criterio de diseño propuesto proporciona la deriva de entrepiso máxima permisible para el pórtico CPEF y una deformación máxima permisible del sistema gravitacional; las que no deben excederse para el nivel de desempeño de Prevención del Colapso. Estos límites permiten prevenir el daño excesivo de sus elementos estructurales y no estructurales.

4.3.1.3 Nivel No Aceptable de Desempeño para Prevención del Colapso

Los siguientes estados límites estructurales son considerados como daños que conforman el concepto de nivel de desempeño de Prevención del Colapso (ver Sección 4.2.1.2):

- pandeo local de la viga;
- fluencia de los torones;
- deriva excesiva; y

- deformación excesiva del sistema gravitacional.

Garlock et al. (2002) observó (a partir de los resultados experimentales del cruciforme) que la distorsión del ala y alma causa un acortamiento de la viga, lo que a su vez ocasiona una pérdida del postensado. Esto se puede ver en la Figura 4.5, en la cual se presenta la gráfica de la fuerza total de los torones, T , versus el desplazamiento lateral, Δ , en el cruciforme viga-columna 36s-30 y 36s-30-P, respectivamente. La pérdida del postensado produce pérdida de la resistencia de la conexión. Por consiguiente, el pandeo local de la viga debe prevenirse a fin de alcanzar el nivel de desempeño de Prevención del Colapso. La fluencia en los torones también produce pérdidas del postensado e igualmente debe prevenirse a fin de alcanzar el nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

El criterio de diseño propuesto proporciona una deriva máxima de entrepiso permisible para el pórtico CPEF y una deformación máxima permisible en el sistema gravitacional para el nivel de desempeño de Prevención del Colapso. Estos límites permiten prevenir el colapso de la estructura producido por los efectos de volcamiento (i.e., $P - \delta$), y por la pérdida de continuidad entre el pórtico CPEF y el sistema gravitacional.

Es improbable que los estados límites de pandeo local de la viga y fluencia de los torones ocurran al mismo tiempo, es decir, sólo uno de ellos podría ocurrir. La Figura 4.2(a) presenta la gráfica de respuesta $M-\theta_r$ para el *Escenario A*. Una vez ocurrida la abertura, la conexión pierde una cantidad significativa de rigidez. Una

vez que los torones fluyen, la fuerza de compresión en las vigas se reduce bajo la respuesta dinámica. Por lo tanto, resulta poco viable que la viga se pandee a menos que la carga axial sea muy excéntrica al eje centroidal de la viga.

La Figura 4.2 (b) presenta la gráfica de respuesta $M-\theta_r$ para el *Escenario B*, en el cual se asume que la viga se pandea localmente. El pandeo local de la viga ocurre cuando las deformaciones (producido por la interacción momento-carga axial en la viga) desarrollan una magnitud entre 4 y 20 veces la deformación por fluencia al final de la placa de refuerzo. Si la viga se pandea localmente, la viga se acorta significativamente y las fuerzas de tensión en los torones se relajan, consecuentemente, los torones no fluirán.

Si los torones fluyen en el Escenario A y no en el B, la fuerza inicial por torón debe ser mayor que en el Escenario B. Si ambos escenarios tienen aproximadamente la misma sección transversal en las vigas, longitud de placa de refuerzo, y momento de descompresión, M_d , entonces el Escenario A debe tener menos torones que el Escenario B.

4.3.2 Estados Límites Estructurales No Considerados por el Criterio de Diseño

Los estados límites estructurales no considerados por el criterio de diseño son los siguientes (descritos en la Sección 4.7):

- fractura de los torones;
- falla de los elementos de fricción;
- fluencia por cortante de la viga

- fluencia de la viga al final de la placa de refuerzo;
- pérdida de la capacidad auto-centrante del pórtico;

Los estados límites de fractura de los torones, falla de los elementos de fricción, y fluencia por cortante de la viga no deben ocurrir en un diseño apropiado del sistema CPEF. En un sistema CPEF diseñado para satisfacer el criterio de diseño de fluencia de los torones no debe ocurrir el estado límite de fractura en los torones. Además, el diseñador debe considerar posibles mecanismos de falla que puedan ocurrir en los elementos de fricción. Las consideraciones de diseño para estos elementos se resumen en la Sección 2.4.2, las cuales intentan evitar los diferentes posibles mecanismos de falla de los elementos de fricción. El diseñador también debe referirse a manuales para el diseño de estructuras de acero (AISC 2001) para diseñar las CPEF, de tal manera que la falla de los dispositivos de fricción así como la fluencia por cortante de la viga no ocurra.

Algo de fluencia en la viga al final de la placa de refuerzo no afecta el desempeño de la CPEF y del pórtico CPEF a menos que las deformaciones progresen a un nivel que produzca pandeo local en el alma y alas de la viga. Esto se describe en la Sección 4.7.4.

La capacidad auto-centrante de los pórticos CPEF depende de otros estados límites alcanzados, tales como la magnitud del pandeo local de la viga en el pórtico, la formación de articulaciones plásticas en las columnas, la fluencia en la zona de panel y la fluencia de los torones. La pérdida de la capacidad auto-centrante no debe

ocurrir a fin de alcanzar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y ésta debe ser mínima a fin de alcanzar el nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

4.3.3 Estados Límites No Estructurales

El desempeño de los elementos no-estructurales es crítico para la funcionalidad de la edificación después de un sismo severo. FEMA-273 analiza el desempeño de los componentes no-estructurales de un edificio, los cuales son:

- Sistemas eléctricos, mecánicos, plomerías y protección de incendio;
- Paredes y tumbados;
- Elevadores, iluminación, y salidas; y
- Sistemas de computadoras y equipos de manufactura.

Esencialmente, estos componentes deben permanecer seguros en la estructura, y ellos deben ser capaces de resistir las deformaciones del edificio producidas por un terremoto. FEMA-273 proporciona más detalles de los estados límites no-estructurales.

4.4 OBJETIVOS DE DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño propuesto tiene dos objetivos fundamentales:

1. El desempeño del sistema CPEF bajo la acción de un terremoto al nivel del Sismo de Diseño (DBE) debe satisfacer el concepto del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y
2. El desempeño del sistema CPEF bajo la acción de un terremoto al nivel del Sismo Considerado Máximo (MCE) debe satisfacer el concepto del nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

La Figura 4.6(a) describe estos objetivos al nivel local de la conexión mediante la gráfica de la relación Momento – Rotación Relativa ($M-\theta_r$) de la conexión; mientras que la Figura 4.6(b) describe los objetivos de diseño al nivel global, mediante la gráfica Cortante Basal – Deriva Total del Ultimo Piso (V, θ_{total}). Tal como se puede ver, los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y de Prevención del Colapso están localizados antes de que ocurra el primer estado límite que viola la definición de nivel de desempeño tal como se indicó en la Sección 4.3. En las Figuras 4.6(a) y (b) ocurre un cambio en la rigidez/momento cuando se alcanza un estado límite de la conexión; la rigidez global del pórtico CPEF no se afecta hasta que varias conexiones del pórtico tengan una reducida rigidez/momento.

4.5 DEMANDAS ESTRUCTURALES

Las demandas estructurales cuantifican las deformaciones y fuerzas internas en un sistema con CPEF para los niveles de Sismo de Diseño y Sismo Considerado Máximo. Las demandas estructurales usadas en el criterio de diseño (Sección 4.7) y en el procedimiento de diseño (Sección 4.9) están basadas de acuerdo a lo siguiente: (1) código, (2) valores amplificados obtenidos del código, (3) análisis no-lineal y (4) capacidades. Éstas demandas estructurales corresponden a las mismas estudiadas por Rojas (2003) para edificios nuevos, motivo por el cual al no ser objeto de estudio en esta investigación únicamente se presentan las ecuaciones usadas para estimar las demandas estructurales en la Tabla 4.3. Para más detalles, el lector deberá referirse a Rojas (2003).

4.6 CAPACIDADES ESTRUCTURALES

Las capacidades estructurales están relacionadas a los estados límites tales como fluencia de la viga colectora, fluencia de los torones, y pandeo local de la viga. Adicionalmente, otras capacidades estructurales dependen del momento en la conexión cuando ocurre la abertura inminente y de los momentos en la conexión para las demandas de rotación relativa a los niveles DBE y MCE. Las capacidades estructurales se basan en el procedimiento de análisis simplificado descrito en el Capítulo 3, las cuales corresponden a las mismas estudiadas por Rojas (2003) para edificios nuevos; por tal motivo, únicamente se presentarán las ecuaciones usadas para estimar las capacidades estructurales en la Tabla 4.4. Para más detalles, el lector deberá referirse a Rojas (2003).

4.7 CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios que se detallarán a continuación permiten asegurar que se satisfaga los objetivos de diseño. Esto se logra comparando las capacidades estructurales con las demandas estructurales, las mismas que no se detallan en este trabajo. Para más detalles, el lector puede referirse a Rojas (2003). La Tabla 4.5 presenta un resumen de los criterios de diseño.

4.7.1 Criterio para Momento de Descompresión

El criterio para el momento mínimo de descompresión permitido (M_d) está dividido en tres partes: el primero asegura que la conexión se auto-centrará, el segundo que la conexión no se descomprimirá ante un Sismo Frecuente (MPE), y el tercero que la conexión no se descomprimirá bajo la acción de cargas de viento.

La Figura 4.7 muestra la relación $M-\theta_r$ de una CPEF. Se puede observar que si M_d es relativamente menor en comparación con $M_{IGO}-M_d = M_{Ff}$, en donde M_{IGO} es el momento en el cual la abertura es inminente, la conexión no se auto-centrará, esto es, una θ_r permanente se mantendrá en la conexión cuando el momento es cero. Se dice que la conexión es auto-centrante si el momento en la conexión, M_7 , es tal que $M_7 \cdot 0$, en donde M_7 se muestra en la Figura 4.7. Para poder estimar el M_d mínimo requerido para que la conexión se auto-centre, M_7 debe ser aproximadamente igual a $[M_{IGO} - 2(M_{IGO}-M_d)]$. Basado en esto, el M_d mínimo requerido para que el sistema sea auto-centrante es $0.5M_{IGO}$. Sin embargo, para el criterio de diseño, se recomienda un valor para M_d más conservador que permite asegurar la capacidad auto-centrante, así:

$$M_d \geq 0.6M_{IGO} \quad (4.1)$$

en donde M_d está dada en el Capítulo 3 como:

$$M_d = d_2 T_0 \quad (3.15)$$

en donde d_2 y T_0 son las distancias desde el centro de la superficie de contacto al centroide de la viga (ver Figura 3.2) y la fuerza total de postensado inicial, respectivamente. La Ecuación 4.1 involucra que

$$M_{Ff} \leq \frac{2}{3} M_d \quad (4.2)$$

en donde M_{Ff} es el momento resistente proporcionado por la fuerza de fricción. Los factores 0.60 en la Ecuación 4.1 y $2/3$ en la Ecuación 4.2 pueden ser interpretados como factores de seguridad. El factor $2/3$ en la Ecuación 4.2 es menos conservador que el valor recomendado por Petty (1999), el cual fue de $1/2$. Petty mencionó que un

factor más conservador de 1/2 considera las variaciones en M_{FF} y M_d tal como: (1) la pérdida de la fuerza de postensado en los torones; y (2) la incertidumbre en M_{FF} . Sin embargo, los criterios de diseño propuestos previenen los estados límites que puedan causar pérdida del postensado. Como resultado, se propone un valor mayor de 2/3. El valor límite teórico es de 1.0

La conexión no debe descomprimirse ante sismos MPE. Por consiguiente, el criterio de diseño para que no se produzca la descompresión sujeto a sismos MPE es

$$M_d \geq M_{MPE} \quad (4.3)$$

en donde M_{MPE} es el momento esperado en la viga en la cara de la columna desarrollado durante el sismo MPE definido en la Sección 4.2.2.

La conexión no debe descomprimirse ante las cargas de viento, por lo tanto

$$M_d \geq M_{wind} \quad (4.4)$$

en donde M_{wind} es la demanda de momento en la viga en la cara de la columna producida por la combinación de cargas incluyendo el viento.

4.7.2 Criterio para Momento de Abertura Inminente

M_{IGO} es el momento en la conexión cuando la abertura es inminente y se expresa por la Ecuación 3.16. El procedimiento del diseño propuesto requiere que M_{IGO} se determine como

$$M_{IGO} \geq \alpha_{IGO} M_{des} \quad (4.5)$$

en donde M_{des} es el momento de diseño en la viga en la cara de la columna, determinado para la combinación de carga gobernante mediante un análisis elástico

lineal tal como lo indica el código. α_{IGO} es el factor de modificación de momento para M_{IGO} , cuyo parámetro equivalente es α_a para sistemas con CPT y corresponde a un valor de 0.95 (Garlock 2002).

4.7.3 Criterio para Fluencia de los Torones

El criterio para la fluencia de los torones requiere que estos no alcancen la fluencia ante el nivel de sismo MCE, es decir

$$\theta_{r,s} \geq \theta_{r,MCE} \quad (4.6)$$

en donde $\theta_{r,s}$ es la rotación relativa causante de que los torones fluyan, y está dado por

$$\theta_{r,s} = \frac{N_s(t_y - t_o)}{2d_2} \cdot \frac{(k_b + k_s)}{k_b k_s} \quad (4.7)$$

en donde t_y es la fuerza de fluencia de un torón, t_o es la fuerza inicial por torón, N_s es el número de torones, d_2 es la distancia desde el centro de la superficie de contacto al centroide de la viga tal como se muestra en la Figura 3.2, k_b y k_s son las rigideces axiales de los torones definidas por las Ecuaciones 3.7 y 3.6, respectivamente. $\theta_{r,MCE}$ es la demanda de rotación relativa bajo sismos MCE y se la estima basándose en el procedimiento amplificado del código (Rojas 2003 y Garlock 2002) así

$$\theta_{r,MCE} = \theta_{MCE} - \frac{V_{MCE}}{K_{f\theta}} \quad (4.8)$$

en donde V_{MCE} es la demanda de cortante basal para el nivel sísmico MCE. θ_{MCE} es la demanda estimada de deriva de entrepiso para el nivel sísmico MCE dada por

$$\theta_{MCE} = \frac{1.5C_\theta C_\xi C_T R\Delta_{el-des}}{h_f} \quad (4.9)$$

en donde C_θ es un factor para determinar la demanda de deriva de entrepiso igual a 1.5, C_ξ es un factor de corrección de amortiguamiento, C_T es un factor de corrección de período, R es el factor de reducción de fuerza, Δ_{el-des} es el desplazamiento elástico del último piso cuando el cortante basal es igual a V_{des} y h_f es la altura total del edificio medida desde la planta baja hasta el último piso. C_ξ y C_T pueden estimarse de acuerdo a las fórmulas

$$C_\xi = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_{5\%}}}{\sqrt{1 + 25\xi}} \quad (4.9a)$$

$$C_T = \frac{T_{des}}{T_1} \quad (4.9b)$$

en donde $\xi_{5\%}=0.05$, ξ es la razón de amortiguamiento viscoso asignada a la estructura, T_{des} es el período usado para estimar el cortante basal de diseño V_{des} y T_1 es el período actual del pórtico.

En la Ecuación 4.8, el término $K_{f\theta}$ se obtiene a partir de

$$K_{f\theta} = \frac{K_{f\Delta} h_f}{C_\theta} \quad (4.10)$$

en donde $K_{f\Delta}$ es la rigidez elástica inicial del pórtico igual al cortante basal, V , dividido para el desplazamiento del último de piso y h_f y C_θ fueron definidos anteriormente (más detalles pueden encontrarse en Rojas 2003).

Este criterio asegura que el pórtico continúa resistiendo la demanda de carga gravitacional (a través de la fricción en la superficie de contacto); incluso si ocurriese falla en los dispositivos de fricción.

4.7.4 Criterio para Pandeo Local de la Viga

La distorsión del ala y el alma causa un acortamiento de la viga, lo que a su vez causa una pérdida del postensado (Garlock 2002). De este modo, la pérdida de postensado produce también pérdida de resistencia de la conexión. Por lo tanto, es importante que se limiten las deformaciones que se desarrollan en la viga para de esta manera poder limitar la distorsión en el alma y ala de la viga, las cuales pueden ocasionar el pandeo local.

El pandeo local de la viga ocurre cuando existe una distorsión del ala y el alma lo suficientemente grande que produce una disminución de la fuerza de compresión del ala y la viga. El criterio para pandeo local de la viga, requiere que ésta no se pandee localmente ante el nivel sísmico MCE,

$$\theta_{r,bb} \geq \theta_{r,MCE} \quad (4.11)$$

en donde $\theta_{r,bb}$ es la rotación relativa causante de que la viga se pandee localmente, y $\theta_{r,MCE}$ fue definido en la Sección 4.7.3. Es posible determinar el estado límite del pandeo local mediante un análisis no-lineal de un modelo sofisticado que permita obtener el estado límite de pandeo local de la viga. En ausencia de este análisis, el pandeo local puede ser prevenido ante sismos MCE, limitando las deformaciones de la viga al nivel sísmico DBE, tal como se indica a continuación.

Los resultados experimentales de Garlock (2002) muestran una deformación plástica significativa que ocurre al final de la placa de refuerzo, en donde las deformaciones unitarias varían en un rango de $0.9\varepsilon_y$ a $2.5\varepsilon_y$ (ver el punto de

“deformación máxima” en Figuras 4.3 y 4.4), en donde ε_y es la deformación unitaria de fluencia. Para controlar las deformaciones desarrolladas en una viga CPEF, y prevenir el pandeo local de la viga, el criterio de diseño propuesto limita las deformaciones en la viga a $2\varepsilon_y$ al nivel DBE, i.e.,

$$\theta_{r,2\varepsilon_y} \geq \theta_{r,DBE} \quad (4.12)$$

en donde $\theta_{r,2\varepsilon_y}$ es la rotación relativa que produce una deformación unitaria al final de la placa de refuerzo igual a dos veces la deformación unitaria de fluencia. $\theta_{r,DBE}$ es la demanda de rotación relativa bajo sismos DBE y se la estima basándose en un procedimiento amplificado del código (Rojas 2003 y Garlock 2002) así

$$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{V_{DBE}}{K_{j\theta}} \quad (4.13)$$

en donde $K_{j\theta}$ se obtiene a partir de la Ecuación 4.10, V_{DBE} es la demanda de cortante basal para el nivel sísmico DBE y θ_{DBE} está dado por

$$\theta_{DBE} = \frac{C_\theta C_\xi C_T R \Delta_{el-des}}{h_f} \quad (4.14)$$

en donde cada uno de sus factores fueron definidos anteriormente.

La longitud de la placa de refuerzo, L_{rp} , (ver Figura 4.8(a)) debe ser lo suficientemente larga para que el momento al final de la placa de refuerzo, M_{rp} (ver Figura 4.8(a)) sea tal que la deformación unitaria del ala de la viga al final de la placa de refuerzo no exceda $2\varepsilon_y$. Por consiguiente, si en la Figura 4.8(a) el momento de la conexión (M_{conn}) se iguala a la demanda a momento de la conexión al nivel DBE (M_{DBE}), la longitud de placa de refuerzo, L_{rp} , puede estimarse como

$$L_{rp} \geq \frac{L_b}{2} \frac{M_{DBE} - M_{rp}}{M_{DBE}} \quad (4.15)$$

en donde M_{DBE} se determina usando la Ecuación 4.16, cuyos términos fueron descritos anteriormente, y L_b es la longitud del claro de la viga. M_{rp} se determina usando la Ecuación 4.17 (ver más detalles en Rojas 2003). Si la Ecuación 4.15 se cumple, la longitud de la placa de refuerzo es aceptable. Caso contrario, L_{rp} , necesita ser rediseñada.

$$M_{DBE} = d_1 F_f + P_{DBE} d_2 \quad (4.16)$$

$$M_{rp} = F_{cf} \left(d_b - \frac{t_f}{2} \right) + F_{cwe} \left(d_b - c + \frac{2}{3} (c - t_f) \right) - F_{twe} \left(\frac{d_b - c - t_f}{3} + t_f \right) - F_{tf} \frac{t_f}{2} - P \frac{d_b}{2} \quad (4.17)$$

en donde los factores F_{cf} , F_{cwe} , F_{twe} y F_{tf} son la fuerza de compresión en el ala de la viga, la fuerza de compresión en la región elástica del alma de la viga, la fuerza de tensión en la región elástica del alma de la viga, y la fuerza de tensión en el ala de la viga, respectivamente. F_{cf} , F_{cwe} , F_{twe} y F_{tf} pueden estimarse de acuerdo a las siguientes fórmulas (Rojas 2003)

$$F_{cf} = t_f b_f \eta E \varepsilon_y \left(\frac{c - t_f/2}{c} \right) \quad (4.17a)$$

$$F_{cwe} = \frac{1}{2} (c - t_f) t_w \eta E \varepsilon_y \left(\frac{c - t_f}{c} \right) \quad (4.17b)$$

$$F_{twe} = \frac{1}{2} (d_b - c - t_f) t_w \sigma_t \left(\frac{d_b - c - t_f}{d_b - c} \right) \quad (4.17c)$$

$$F_{tf} = t_f b_f \sigma_t \left(\frac{d_b - c - t_f/2}{d_b - c} \right) \quad (4.17d)$$

en donde t_f , b_f , t_w y d_b son el espesor del ala de la viga, el ancho del ala de la viga, el espesor del alma de la viga y el peralte de la viga, respectivamente. η es la razón

entre la deformación unitaria de la viga y la deformación unitaria de fluencia, E es el módulo de elasticidad, ϵ_y es la deformación unitaria de fluencia, c es la distancia al eje neutro de la viga referenciado a partir de la fibra superior de la viga y σ_t esfuerzo de tensión (más detalles pueden encontrarse en Rojas 2003).

4.7.5 Criterio para Resistencia y Rigidez de la Viga Colectora

Las vigas colectoras en un sistema CPEF transfieren las fuerzas laterales de piso del sistema gravitacional al pórtico CPEF. La configuración de las vigas colectoras se muestra en la Figura 4.9 (Rojas 2003). Por lo tanto, los detalles de esta sección se aplican únicamente a los cuatro tramos del pórtico con vigas colectoras conectadas a las tres columnas centrales, en donde la viga colectora del centro tiene dos veces más rigidez que las otras dos. Además, se asume que cada viga colectora actúa como un “cantiliver apoyado” con una longitud en voladizo b y una longitud apoyada a , tal como se muestra en la Figura 4.9. Otros detalles y criterios de diseño necesitan ser desarrollados para una configuración diferente de vigas colectoras. Esta sección no se aplica para la viga colectora central, la que se asume que no tiene desplazamiento diferencial entre ella y la columna central del pórtico CPEF, tal como se muestra en la Figura 4.10.

Si el nivel de la fuerza de fricción es muy grande, i.e. si M_{IGO} es muy grande en comparación con M_d , una abertura permanente se mantendrá cuando el momento en la conexión sea cero. Esto se describió brevemente en la Sección 4.7.1 y puede ser examinado en la Figura 4.7. Análogamente, si la viga colectora es muy fuerte,

también puede presentarse abertura permanente. Para prevenir estas aberturas permanentes, se recomienda que

$$T_o \geq f_p \quad (4.18)$$

en donde f_p es la fuerza que produce la fluencia de la viga colectora y está definida por

$$f_p = \frac{M_{cb,p}}{b} \quad (4.19)$$

en donde, $M_{cb,p}$ es la capacidad a momento plástico de la viga colectora y b es la distancia con respecto al pórtico en la cual se forman articulaciones plásticas en las vigas colectoras (ver Figura 4.8).

La Figura 4.11 muestra las fuerzas usadas para diseñar las vigas colectoras, en donde F_x es la fuerza de inercia del diafragma de piso, y f_x es la fuerza producida por las dos vigas colectoras exteriores en el piso x , como resultado de la expansión del pórtico. Para el caso de diseño de la viga colectora, F_x debe ser tomada como el máximo entre $\Omega_{DBE} F_{x,des}$ y la fuerza de diseño del diafragma de piso en el nivel x , $F_{xd,des}$ (Rojas 2003). La fuerza total en las vigas colectoras exteriores, $f_{cb,x}$, se expresa así

$$f_{cb,x} = \gamma F_x \pm f_x = \gamma F_x \pm K_{cb} d_1 \theta_r \quad (4.20)$$

en donde el valor de γ es igual a 0.25, K_{cb} es la rigidez de la viga colectora, d_1 es la distancia entre el centro de la fuerza de contacto C y el centroide de la placa de fricción, y θ_r es la rotación relativa de la conexión. $f_{cb,x}$ en la Ecuación 4.20 no debe exceder del valor de la capacidad de la viga colectora, f_p . Por consiguiente, $f_{cb,x} = f_p$ cuando $\theta_r = \theta_{r,cb}$, en donde $\theta_{r,cb}$ es la rotación relativa causante de la formación de

articulaciones plásticas en las vigas colectoras como se puede ver en la Figura 4.2 y está dada por

$$\theta_{r,cb} = \frac{M_{cb,p} - \gamma b F_x}{bd_1 K_{cb}} \quad (4.21)$$

Además, el criterio de diseño recomienda que la viga colectora no fluya bajo los niveles DBE,

$$\theta_{r,cb} \geq \theta_{r,DBE} \quad (4.22)$$

en donde $\theta_{r,DBE}$ es la demanda de la rotación relativa de la conexión al nivel DBE dada en la Ecuación 4.13.

La rigidez máxima de la viga colectora puede ser determinada a partir de la relación esfuerzo-deformación, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$f_{cb,x} = K_{cb} \Delta_{cb} \leq f_p \quad (4.23)$$

en donde Δ_{cb} es la deformación de la viga colectora, la cual es igual al desplazamiento relativo entre el pórtico y el diafragma de piso ($\Delta_{pórtico} - \Delta_{piso}$). Para los objetivos de diseño, $\Delta_{pórtico} - \Delta_{piso}$ puede decirse que es igual a $\theta_r d_1$, en donde θ_r y d_1 se definieron anteriormente. Asumiendo el nivel sísmico DBE, la rigidez máxima de la viga colectora, $K_{cb,max}$, puede ser obtenida a partir de la Ecuación 4.23,

$$K_{cb,max} \leq \frac{f_p}{\theta_{r,DBE} d_1} \quad (4.24)$$

Rojas (2003) recomienda que se estudie en futuras investigaciones la rigidez mínima de la viga colectora, $K_{cb,min}$, ya que es necesaria para que no se desarrollen

deformaciones relativas grandes entre el sistema gravitacional y el pórtico PT. Rojas (2003), tomó para este estudio un valor de K_{cb} aproximadamente igual a $K_{cb,max}$.

4.7.6 Criterio para Deformación del Sistema Gravitacional

El sistema gravitacional está conformado por el sistema de piso, columnas y conexiones en el interior del edificio prototipo (ver Figura 5.1), el cual está diseñado únicamente para resistir cargas a gravedad (i.e., no cargas laterales). El criterio de diseño relacionado al sistema de piso gravitacional consta de dos partes. La primera parte describe el desplazamiento máximo permitido entre el sistema gravitacional y el pórtico CPEF, y la otra parte hace referencia a la deriva máxima permitida del sistema gravitacional.

Para prevenir el daño del sistema gravitacional de un edificio CPEF, se propone el siguiente criterio para los niveles DBE y MCE:

$$\Delta_{p\acute{o}rtico,DBE} - \Delta_{piso,DBE} \leq 25 \text{ mm. (1.0 pulg.)} \quad (4.25a)$$

$$\Delta_{p\acute{o}rtico,MCE} - \Delta_{piso,MCE} \leq 38.1 \text{ mm. (1.5 pulg.)} \quad (4.25b)$$

en donde $\Delta_{p\acute{o}rtico,DBE}$ y $\Delta_{p\acute{o}rtico,MCE}$ son los desplazamientos de la columna central del pórtico CPEF bajo los niveles DBE y MCE, respectivamente. $\Delta_{piso,DBE}$ y $\Delta_{piso,MCE}$ son los desplazamientos del centro de masa del sistema gravitacional. $\Delta_{p\acute{o}rtico,DBE}$, $\Delta_{p\acute{o}rtico,MCE}$, $\Delta_{piso,DBE}$ y $\Delta_{piso,MCE}$ se obtienen del análisis no-lineal dinámico del sistema CPEF. Los límites dados fueron determinados a partir de los resultados de análisis no-lineales realizados por Rojas (2003) y Garlock (2002).

La capacidad de deriva de entrepiso del sistema gravitacional se basa en el estudio de Liu y Astaneh-Asl (2000). Liu y Astaneh-Asl estudiaron experimentalmente el comportamiento cíclico de las conexiones viga-columna de acero a cortante con losas de piso. Las Figuras 4.12a y 4.12b muestran un espécimen típico y la configuración del ensayo, respectivamente. Ellos encontraron que a una deriva de entrepiso de 0.04 radianes, se pierde la acción compuesta con la losa de piso debido al daño que sufre el concreto; y que con una deriva de entrepiso de 0.11 radianes la placa de cortante se fractura. Esto indica que el sistema de piso a gravedad puede resistir grandes deformaciones antes de que su integridad se ponga en peligro. Basados en este estudio, las derivas máximas de entrepiso del sistema gravitacional para los niveles DBE y MCE, $\theta_{grav,DBE}$, y $\theta_{grav,MCE}$, respectivamente, son,

$$\theta_{grav,DBE} \leq 0.035 \text{ radianes} \quad (4.26a)$$

$$\theta_{grav,MCE} \leq 0.055 \text{ radianes} \quad (4.26b)$$

en donde θ_{grav} puede ser estimado como el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos del sistema gravitacional dividido para la altura de entrepiso (h). La Ecuación 4.26b tiene un factor de seguridad alrededor de 2.0 para el estado límite de fractura por corte en la conexión observado por Liu and Astaneh-Asl.

4.7.7 Criterio para Deriva de Entrepiso del Pórtico CPEF

La deriva de entrepiso de un pórtico CPEF debe ser controlada para minimizar el daño de los componentes estructurales y no estructurales del edificio ante los niveles de sismicidad DBE y MCE. El criterio para la deriva de entrepiso se refiere a los siguientes límites; (1) límites del código, y (2) límites amplificados.

4.7.7.1 Límites del Código

Los límites del código para la deriva de entrepiso se aplican al análisis elástico, el cual es uno de los primeros pasos para el procedimiento de diseño descrito en la Sección 4.11. El IBC 2000 limita la deriva de entrepiso, a los valores mostrados en la Tabla 4.6, en donde el límite para los pórticos con conexiones soldadas y con CPEF es 0.02 radianes. En el análisis elástico del pórtico CPEF, se asume que el pórtico tiene conexiones soldadas.

4.7.7.2 Límites Amplificados

El criterio para el límite amplificado de la deriva de entrepiso para los pórticos CPEF se basa en las derivas de entrepiso que se desarrollan en los pórticos con conexiones soldadas TR. De los resultados obtenidos del análisis del pórtico prototipo PARM-TR realizado por Rojas (2003), se encontraron derivas de entrepiso de 0.031 y 0.046 radianes para los niveles DBE y MCE, respectivamente. Por consiguiente, el criterio de diseño recomendado para las derivas de entrepiso es

$$\theta_{DBE} \leq 0.03 \text{ radianes} \quad (4.27a)$$

$$\theta_{MCE} \leq 0.05 \text{ radianes} \quad (4.27b)$$

en donde θ_{DBE} se define en la Ecuación 4.14 y θ_{MCE} en la Ecuación 4.9.

4.7.8 Criterio para Articulación Plástica de Columnas

En un PARM-TR es muy común diseñar columnas más resistentes que las vigas para prevenir mecanismos de piso suave, en los que se formen articulaciones plásticas en la parte superior e inferior de todas las columnas en un piso. Esta

filosofía de diseño se conoce como el criterio de *columna fuerte - vigas débil*, el cual controla esencialmente las secciones de las columnas en un PARM-TR. El criterio de columnas resistentes – viga débil se expresa así

$$\Sigma M_c > \Sigma M_b \quad (4.28)$$

en donde ΣM_c y ΣM_b son las sumas de la capacidad a momento de la columna y la demanda de momento de la viga en el nudo viga-columna, respectivamente.

En los PARM-TR se asume que se desarrollarán articulaciones plásticas en la viga cerca de la cara de la columna. FEMA-350 recomienda que

$$M_c = Z \left(\sigma_y - \frac{P_u}{A} \right) \quad (4.29a)$$

$$M_b = 1.2 R_y Z \sigma_y + M_v \quad (4.29b)$$

en donde Z es el módulo plástico de la sección, σ_y es el esfuerzo nominal de fluencia, P_u es la carga axial factorada en la columna, A es el área total de la sección transversal de la columna, y R_y es igual a 1.1 para acero Grado 50. El factor 1.2 en la Ecuación 4.29b considera el incremento del momento producido por el endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión viga-columna (FEMA-350, SAC 2000). M_v es el momento en el centroide de la columna producido por la fuerza cortante desarrollada en la articulación plástica.

FEMA-350 es más conservador para los pórticos CPEF en diferentes maneras:

(1) usa los valores de esfuerzo nominal de fluencia para calcular M_c pero no M_b , puesto que M_b incluye R_y , (2) M_c no incluye la contribución de momento del cortante

de la columna, sin embargo M_b si lo incluye, y (3) el más importante, el valor de M_b calculado a partir de la Ecuación 4.29b es significativamente mayor que la capacidad a momento de una conexión típica con CPEF. Por lo tanto, aplicar las provisiones del FEMA-350 podría resultar en columnas mayores que las necesarias en un pórtico CPEF.

Para una CPEF, se recomienda que la capacidad de la columna y la demanda de la viga se definan tal como:

$$M_c = Z \left(R_y \sigma_y - \frac{P_u}{A} \right) \quad (4.30a)$$

$$M_b = M_{DBE} \frac{L}{L - d_c} \quad (4.30b)$$

en donde R_y es un factor de modificación del esfuerzo de fluencia, cuyo valor es de 1.1. En la Ecuación 4.30b, L es el longitud del tramo, d_c es el peralte de la columna y M_{DBE} es el momento desarrollado en una CPEF bajo niveles DBE (ver Ecuación 4.16). La Ecuación 4.30a es similar a la Ecuación 4.29a con la excepción de que se considera el esfuerzo de fluencia verdadero de la columna de acero mediante la incorporación del factor R_y . La Ecuación 4.30b asume un punto de inflexión localizado en el centro del claro.

Las expresiones de M_c dadas por las Ecuaciones 4.29a y 4.30a son aproximaciones simplificadas de la capacidad de la columna, las cuales son conservadoras para el diseño. Para propósitos de comparación, a continuación se presenta la capacidad de la columna calculada por Bruneau et al. (1998). Se asume una relación esfuerzo-deformación con un comportamiento elasto-plástico perfecto en

el acero y una sección transversal con plastificación completa, Bruneau et al. desarrollaron un diagrama de interacción carga axial-momento (P-M) para secciones de ala ancha sujetas a flexión alrededor del eje más resistente. La capacidad a momento plástico de una columna, M_c , se expresa como

$$M_c = \left[1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \frac{A^2}{4t_w Z} \right] Z \sigma_y \quad \text{para } \frac{P}{P_y} \leq \frac{A_w}{A} \quad (4.31a)$$

$$M_c = \left[A \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \left[d_c - \frac{A}{2b_f} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \right] \left(\frac{1}{2} \right) \right] \sigma_y \quad \text{para } \frac{P}{P_y} > \frac{A_w}{A} \quad (4.31b)$$

donde:

A = área total de la sección transversal de la columna;

A_w = área de la sección transversal del alma de la columna;

Z = módulo de sección plástico de la columna;

b_f = ancho del ala de la columna;

d_c = peralte de la columna;

t_w = espesor del alma de la columna;

σ_y = esfuerzo de fluencia de la columna;

P = carga axial; y

$P_y = A\sigma_y$;

Las Ecuaciones 4.31a y 4.31b representan el comportamiento verdadero de una sección sujeta a cargas axiales y de flexión en forma más precisa que aquellas dadas por las Ecuaciones 4.29a, y 4.30a.

Garlock (2002) comparó el diagrama de interacción P-M recomendado para pórticos con CPT y CPEF (Ecuación 4.30a) usando acero A992 con los diagramas de interacción P-M elaborados según: (1) Requerimientos del FEMA-350 (Ecuación 4.29a), y (2) Bruneau et al. (1998) (Ecuación 4.31a) usando un esfuerzo de fluencia promedio de 55.8 Ksi (ver más detalles en Dexter et al. 2000). Los resultados de Garlock se presentan en la Figura 4.13. Se puede ver que el diagrama de interacción P-M de FEMA-350 es más conservadora que la interacción recomendada, la cual se encuentra entre los diagramas de interacción P-M de FEMA-350 y la de Bruneau et al. (1998).

4.7.9 Criterio para Fluencia por Cortante Horizontal de Viga

La longitud de la placa de refuerzo debe ser lo suficientemente larga para permitir la transferencia de las fuerzas de cortante horizontal del ala de la viga y la placa de refuerzo (en la superficie de contacto) al alma de la viga y al final de la placa de refuerzo. El criterio de diseño propuesto requiere que los esfuerzos de cortante en el alma no excedan el esfuerzo de fluencia bajo el nivel sísmico DBE. El esfuerzo cortante horizontal en el alma (ver Figura 4.8b) puede estimarse como (Rojas 2003 y Garlock 2002)

$$\tau_w = \frac{V_{w,Lrp}}{L_{rp} \cdot t_w} \quad (4.32)$$

Basándose en la Ecuación (4.32) se puede obtener la siguiente la relación:

$$L_{rp} \geq \frac{V_{w,Lrp,DBE}}{\tau_{w,y} \cdot t_w} \quad (4.33)$$

en donde $V_{w,Lrp,DBE}$, tal como muestra la Figura 4.8(b), es la fuerza equivalente a la suma del esfuerzo cortante horizontal en el alma a lo largo de la placa de refuerzo

bajo el nivel sísmico DBE, $\tau_{w,y}$ es el esfuerzo cortante de fluencia del alma de la viga y t_w es el espesor del alma de la viga. Estableciendo equilibrio de las fuerzas horizontales, la fuerza cortante horizontal total bajo sismos DBE es

$$V_{w,Lrp,DBE} = P_{DBE} + F_f - C_{f,y} \quad (4.34)$$

en donde F_f está dado por la Ecuación 3.1, P_{DBE} es la fuerza axial en la viga bajo sismos DBE y $C_{f,A}$ es la fuerza que produce la fluencia en el ala de la viga, esto es $C_{f,y}$. El valor de $C_{f,y}$ (ver Figura 4.8(b)) puede calcularse como

$$C_{f,y} = b_f \sigma_{yb} t_f \quad (4.35)$$

en donde b_f y t_f son el ancho y el espesor del ala de la viga, respectivamente y σ_{yb} es el esfuerzo de fluencia del ala de la viga. P_{DBE} puede estimarse como

$$P_{DBE} = T_o + \left[2d_2 \left(\frac{k_s k_b}{k_s + k_b} \right) \right] \theta_{r,DBE} + \gamma_1 K_{cb} d_1 \theta_{r,DBE} + \gamma_2 \Omega_{DBE} F_{x,des} \quad (4.36)$$

en donde los factores T_o , d_1 , d_2 , k_s , k_b , $\theta_{r,DBE}$, K_{cb} , Ω_{DBE} , $F_{x,des}$ fueron definidos anteriormente. Los valores de γ_1 y γ_2 dependen del número de tramos en un pórtico y de la rigidez relativa de las vigas colectoras, los cuales fueron estudiados por Rojas (2003) y se presentan en la Tabla 4.7.

4.7.10 Criterio para Fluencia por Esfuerzos de Contacto

El criterio de diseño para la fluencia de la viga en la superficie de contacto, requiere que la fuerza de contacto al nivel DBE (C_{DBE}) no exceda la fuerza total de fluencia de la placa de refuerzo y el ala de la viga, i.e.,

$$C_{DBE} \leq A_{rp} \sigma_{rp,y} + C_{f,y} \quad (4.37)$$

en donde $C_{f,y}$ es la fuerza de fluencia del ala de la viga dada por la Ecuación 4.35, $\sigma_{rp,y}$ y A_{rp} son el esfuerzo de fluencia y el área de la sección transversal de la placa de

refuerzo, respectivamente. Por consiguiente, el área mínima de la placa de refuerzo, A_{rp} , es

$$A_{rp} \geq \frac{C_{DBE} - C_{f,y}}{\sigma_{rp,y}} \quad (4.38)$$

A partir de la Ecuación 3.12, podemos expresar que,

$$C_{DBE} = P_{DBE} + F_f \quad (4.39)$$

en donde P_{DBE} está dado por la Ecuación 4.36, y F_f , por la Ecuación 3.1.

4.7.11 Criterio para Fluencia de la Zona de Panel

El criterio para la fluencia de la zona de panel se basa en la recomendaciones dadas por FEMA-350 para pórticos resistentes a momento en zonas sísmicas, en donde la capacidad a cortante de la zona de panel, $V_{pz,y}$, viene dada por

$$V_{pz,y} = 0.6\sigma_y R_{yc} d_c t_{pz} \quad (4.40)$$

en donde σ_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la zona de panel, R_{yc} es la relación entre el esfuerzo de fluencia promedio y el esfuerzo nominal de fluencia, igual a 1.1 para acero Grado 50, d_c es el peralte de la columna y t_{pz} es el espesor de la zona de panel (i.e., el espesor del alma de la columna más el espesor de las doble placas).

$V_{pz,y}$ usado con un factor de resistencia, ϕ , igual a 0.9 debe exceder la demanda de la zona de panel bajo niveles de sismos DBE, $V_{pz,DBE}$, multiplicado por una constante C_y ; así

$$\phi V_{pz,y} \geq C_y V_{pz,DBE} \quad (4.41)$$

en donde C_y es un factor que controla el nivel de fluencia ante sismos DBE. Por ejemplo con $C_y = 1.0$, se asume teóricamente que las zonas de panel no fluyen ante

sismos DBE. Valores de C_y menores que 1.0 permiten algo de fluencia de las zonas de panel. El criterio para la fluencia de la zona de panel es diferente a los demás criterios presentados en esta sección, puesto que se le permite al diseñador el alcance de la fluencia en la zona de panel mediante la selección del valor de C_y . Sin embargo, C_y debe ser seleccionado de tal forma que el desempeño del sistema CPEF no viole otro criterio de diseño. Más detalles referentes a las implicaciones de la selección del valor de C_y pueden verse en Garlock (2002).

La demanda de cortante en la zona de panel ante niveles de sismicidad DBE, es igual a

$$V_{pz,DBE} = C_{DBE} - V_{c,DBE} + F_f \quad (\text{para conexiones interiores}) \quad (4.42a)$$

$$(V_{pz,DBE})_{\max} = C_{DBE} - V_{c,DBE} \quad (\text{para conexiones exteriores}) \quad (4.42b)$$

en donde C_{DBE} se obtiene de la Ecuación 4.39. $V_{c,DBE}$ es el cortante en la columna, el cual se indicará más adelante.

Por simplicidad se asume que los puntos de inflexión ocurren en el punto medio de los entrepisos y de los claros. Garlock (2002) demostró que estas suposiciones llevan a una estimación razonable de la demanda de cortante de la zona de panel. En base a esto,

$$V_{c,DBE} = \frac{2M_{DBE}}{h} \quad (\text{para conexiones interiores}) \quad (4.43a)$$

$$(V_{c,DBE})_{\max} = \frac{M_{DBE}}{h} \quad (\text{para conexiones exteriores}) \quad (4.43b)$$

en donde h es la altura de entrepiso. M_{DBE} se obtiene usando la Ecuación 4.16, con los valores apropiados de γ_1 y γ_2 en P_{DBE} (Ecuación 4.36) para las conexiones interiores y exteriores.

Substituyendo las Ecuaciones 4.39 y 4.43 en la Ecuación 4.42, se obtiene una manera alternativa de expresar la demanda de cortante en la zona de panel al nivel DBE tal como sigue,

$$V_{pz,DBE} = P_{DBE} - \frac{2M_{DBE}}{h} + 2F_f \quad (\text{para conexiones interiores}) \quad (4.44a)$$

$$(V_{pz,DBE})_{\max} = P_{DBE} - \frac{M_{DBE}}{h} + F_f \quad (\text{para conexiones exteriores}) \quad (4.44b)$$

El espesor requerido de la zona de panel, t_{pz} , se estima substituyendo la Ecuación 4.40 en la 4.41,

$$t_{pz} \geq \frac{C_y V_{pz,DBE}}{\phi 0.6 \sigma_y R_{yc} d_c} \quad (4.45)$$

en donde $V_{pz,DBE}$ está determinado en la Ecuación 4.44.

4.8 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros usados para diseñar CPEF son:

- Número de Torones, N_s ,
- Fuerza Inicial de Postensado de cada torón, $t_o = T_o/N_s$,
- Fuerza Total de Postensado Inicial de los torones, T_o ,
- Longitud y Área de la placa de refuerzo, L_{rp} y A_{rp} , respectivamente;
- Sección de Viga, y

- Fuerza de Fricción, F_f .

Estos parámetros y sus efectos sobre el diseño de una CPEF se presentan en la Tabla 4.8 con su respectiva descripción.

Cuando se diseña una CPEF, lo más simple es variar N_s , N_s/T_o , L_{rp} , y F_f para satisfacer los criterios de diseño (detallados anteriormente) y los requerimientos de resistencia mínima de la conexión (descritos en la Sección 4.9.7). Sin embargo, podría ser necesario cambiar la sección de la viga si variando N_s , N_s/T_o , L_{rp} , y F_f no funciona.

4.8.1 Número de Torones, N_s

N_s afecta a lo siguiente (tal como se muestra en la Tabla 4.8):

- Resistencia mínima de la conexión
- Pandeo local de la viga
- Fluencia de los torones

Los efectos del N_s en el comportamiento de una conexión PT fueron descritos en el Capítulo 2 (obtenidos a partir de los ensayos a escala real realizados por Garlock et al. 2002). Estos efectos son los mismos que en una CPEF. La Figura 2.6(c) permite observar que para dos especímenes con aproximadamente la misma fuerza total de postensado inicial (T_o), el espécimen con un número mayor de torones resiste una mayor carga lateral (H) para el mismo desplazamiento de la parte superior de la columna (Δ). Por lo tanto se desarrolló un mayor momento (M) en la conexión para la misma rotación relativa (θ_r). La rigidez de la conexión después de la

descompresión está principalmente asociada con la rigidez axial de los torones, k_s , la cual es directamente proporcional al N_s . La fuerza axial en la viga, P , incrementa con el aumento de k_s y la capacidad a momento de la conexión, M , incrementa proporcionalmente a P . Tal como se mencionó anteriormente, el pandeo local de la viga está relacionado a las deformaciones unitarias máximas alcanzadas en la viga, la cual está en función de P y M . Por consiguiente, a mayor N_s , más cerca estará la viga de alcanzar el estado límite de pandeo local.

Por otro lado, a menor N_s , mayor será la fuerza de postensado inicial por torón, ($t_o = T_o/N_s$), ya que un determinado nivel de T_o es necesario para alcanzar la resistencia mínima requerida de la conexión (descrito en la Sección 4.9.7) y de esta manera satisfacer el criterio para la descompresión (descrito en la Sección 4.7.1). Mientras mayor es la fuerza de postensado inicial t_o , es más probable que los torones fluyan.

Existe un límite práctico para la determinar la cantidad de torones que pueden ser usados en una conexión (Garlock 2002). Asumiendo conjuntos de 3 torones, el número máximo de torones que pueden ser colocados en una viga W24, W30, W33, W36 es de 24, 30, 30, y 36 torones, respectivamente.

4.8.2 Fuerza Inicial de Postensado de cada Torón, t_o

La rotación relativa a la cual los torones fluyen, $\theta_{r,s}$, está en función de la fuerza de postensado inicial por torón ($t_o = T_o/N_s$), así como del número de torones (N_s). Para satisfacer el criterio para la fluencia de los torones, Garlock (2002) sugiere

que la fuerza de postensado inicial por torón no debe de exceder del 55% de la fuerza última del torón.

4.8.3 Fuerza Total de Postensado Inicial de los Torones, T_o

T_o afecta a lo siguiente (tal como se muestra en la Tabla 4.5):

- Resistencia mínima de la conexión
- Pandeo local de la viga

Garlock et al. (2002) estudió los efectos de T_o en el comportamiento de CPT (ver Capítulo 2). Estos efectos son similares en una CPEF. La Figura 2.6(a) muestra la gráfica $M-\theta_r$ para tres especímenes ensayados, cada uno con diferentes T_o . Se puede observar que a mayor T_o , mayor es M para un θ_r dado, puesto que M aumenta con el incremento de P , y a su vez P aumenta con el incremento de T_o . Sin embargo, a mayor T_o , es más probable que la viga se pandee localmente a un valor menor de rotación relativa, θ_r . Por ejemplo, el Especímen 36s-30, tenía un valor mayor de T_o , pero este alcanzó el estado límite de pandeo local de la viga con un valor relativamente pequeño de θ_r comparado con los otros especímenes, los cuales tienen valores menores de T_o .

4.8.4 Placa de Refuerzo, L_{rp} , A_{rp}

El pandeo local de la viga se produce como resultado de las grandes deformaciones unitarias al final de la placa de refuerzo. Por lo tanto, longitudes mayores de la placa de refuerzo desarrollan pequeñas deformaciones unitarias al final de ésta, lo cual permite reducir la posibilidad de pandeo local en la viga.

La longitud máxima de la placa de refuerzo tiene un límite práctico. Esto es, que en ciertos casos puede resultar más económico incrementar la sección de la viga para prevenir el pandeo local, que incrementar la longitud de la cubreplaca. Este límite debe ser determinado por el diseñador.

Es importante determinar el área de la placa de refuerzo, A_p , limitando los esfuerzos de contacto que se desarrollan en la superficie de contacto. El ancho de la placa de refuerzo puede ser mayor que el ala de la viga, pero no resulta práctico que ésta sea más ancha que el ala de la columna.

4.8.5 Sección de la Viga

Cuando se diseña una CPEF, la capacidad mínima a momento de la conexión a los niveles sísmicos DBE y MCE (requerido por el procedimiento de diseño descrito anteriormente) no se puede alcanzar sin comprometer el criterio de diseño para pandeo local de la viga. Esto se debe a que la demanda de deformación unitaria ante la combinación de carga axial y momento puede ser importante. Si este es el caso, la sección de la viga debe incrementarse. Generalmente la capacidad a momento de la conexión que puede desarrollarse en un pórtico CPEF al nivel sísmico DBE, no es mayor que $M_{p,n}$ (capacidad a momento nominal plástico de la viga).

4.8.6 Fuerza Máxima de Fricción, F_f

F_f , afecta lo siguiente (tal como se muestra en la Tabla 4.5):

- Resistencia mínima de la conexión

- La capacidad auto-centrante de la conexión
- La cantidad de disipación de energía

La resistencia mínima de la conexión depende también de la resistencia de los elementos de fricción, los cuales a su vez dependen del momento M_{FF} producido por la fuerza de fricción máxima, F_f . Tal como se ilustra en la Figura 4.7, M_{FF} es la diferencia entre M_{IGO} y M_d , en donde M_{IGO} y M_d son los momentos de abertura inminente y descompresión, respectivamente. Si $M_{IGO} - M_d$ es muy grande, existirá una rotación residual relativa cuando el momento es cero, y la conexión no se auto centrará. Esto se describió en la Sección 4.7.1.

Tal como se argumentó en capítulos previos, los dispositivos de fricción son los elementos disipadores de fricción en un sistema CPEF. La cantidad de disipación de energía es controlada principalmente por la fuerza máxima de fricción, F_f , la cual a su vez está en función del coeficiente de fricción, μ , y la fuerza normal, N , desarrollada entre las superficies friccionantes de acero-latón.

4.9 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento de diseño sísmico de un pórtico con CPEF, se describe por el diagrama de flujo en la Figura 4.14. El procedimiento de diseño es iterativo, así como para el diseño sísmico de cualquier pórtico resistente a momento. Cada paso del procedimiento de diseño se describe a continuación.

4.9.1 Paso 1: Determinación de Fuerzas Laterales Equivalentes

Debido a que los códigos actuales de la construcción no poseen recomendaciones para pórticos CPEF, las secciones de las vigas y columnas del pórtico CPEF fueron diseñadas asumiendo que es un Pórtico de Acero Especial Resistente a Momento (PAERM). Un PAERM está definido por el AISC (1997) como “aquel que debe resistir deformaciones inelásticas significativas cuando está sujeto a fuerzas resultantes provenientes del Sismo de Diseño”.

Del código de construcción, se obtienen los siguientes parámetros para el procedimiento de fuerzas laterales equivalentes:

- El espectro de diseño para un amortiguamiento del 5%.
- El factor de reducción de fuerza, R ;
- El cortante basal de diseño, V_{des} ;
- La fuerza lateral equivalente aplicada en cada piso x , $F_{x,des}$; y
- La máxima deriva permisible, Δ_A .

4.9.2 Paso 2: Suposiciones Iniciales Recomendadas

Tal como se mencionó anteriormente, el diseño de un pórtico CPEF es un procedimiento iterativo. Este paso recomienda algunas suposiciones para iniciar el diseño:

1. $M_{DBE} = 1.0 M_{p,n}$, en donde $M_{p,n}$ es la capacidad a momento plástico de la sección de la viga usando valores nominales de esfuerzo de fluencia y módulo de sección plástica. M_{DBE} es la demanda a momento de la conexión ante el nivel DBE, dada por la Ecuación 4.16. Esta suposición

es necesaria para determinar la sección de la columna, usando el criterio de columna fuerte-viga débil.

2. $M_{des} / M_{p,n} = 0.55$, en donde M_{des} es el momento de diseño de la viga en la cara de columna obtenido a partir del análisis lineal elástico mediante el procedimiento de fuerza lateral equivalente (el cual usa V_{des} como el cortante basal). Esta suposición permitirá que la sección de la viga sea determinada en la primera iteración de diseño.

4.9.3 Paso 3: Selección de Secciones de Vigas y Columnas

Las secciones de las vigas y las columnas se seleccionan considerando el criterio para articulación plástica de columnas (i.e., criterio de columna fuerte-viga débil) dado en la Sección 4.7.8. Usando la suposición inicial recomendada de M_{DBE} para empezar, serán necesarias pocas iteraciones en este paso.

4.9.4 Paso 4: Realizar Análisis Elástico

Usando el procedimiento de fuerza lateral equivalente (ver Paso 1), se realiza un análisis elástico del pórtico. El pórtico debe satisfacer el criterio para deriva de entrepiso basado en los códigos límites descritos en la Sección 4.7.7.1. Generalmente, este criterio controlará el diseño del PARM en este paso. Tal como indica el diagrama de flujo de la Figura 4.14, si los requerimientos del código no se satisfacen, las secciones de la viga y columna necesitan cambiarse y retornar al Paso 3 para que de esta manera se pueda seleccionar nuevas secciones. Las fuerzas laterales equivalentes están en función del período del edificio, el cual a su vez está

en función de las secciones de las vigas y columnas. Por consiguiente, si las secciones de las vigas y columnas cambian, el diseñador debe determinar nuevas fuerzas laterales equivalentes.

Se recomienda que el modelo elástico incluya las placas de refuerzo, las zonas rígidas en vigas y columnas, y la flexibilidad de la zona de panel para que la rigidez lateral del pórtico CPEF pueda ser estimada con precisión. Si alguno de estos detalles es omitido, la rigidez lateral del modelo elástico será significativamente diferente que la rigidez del pórtico obtenida mediante un modelo más sofisticado que considere todos los detalles de la conexión y los peraltes de las vigas y columnas.

Una vez que las secciones de la viga y columna han sido seleccionadas y los requerimientos del código han sido satisfechos, de este análisis se obtienen los siguientes parámetros:

- El desplazamiento total para el cortante basal de diseño (V_{des}), Δ_{el-des} ;
- La rigidez inicial (elástica) del pórtico, $K_{f\Delta}$ (ver Figura 4.15), igual al cortante basal de diseño (V_{des}) dividido para el desplazamiento elástico total (Δ_{el-des});
- Los momentos de diseño de la viga en la cara de la columna, M_{des} , determinados según la combinación de cargas gobernante.

4.9.5 Paso 5: Diseño de Vigas Colectoras

Las vigas colectoras deben ser diseñadas para satisfacer el criterio para la resistencia y rigidez de la viga colectora, dado por la Sección 4.7.5.

4.9.6 Paso 6: Estimación de la Demanda Estructural

Las demandas estructurales siguientes se estiman para los niveles DBE y MCE usando el procedimiento del código amplificado (Rojas 2003):

- deriva total, Δ_{total} (ver Figura 4.15);
- deriva de entrepiso, θ (Ecuaciones 4.9 y 4.14); y
- rotación relativa de la conexión, θ_r (Ecuaciones 4.8 y 4.13).

La Figura 4.15 muestra que la demanda de cortante basal para los niveles DBE y MCE (V_{DBE} y V_{MCE} , respectivamente) son mayores que el cortante basal de diseño del código, V_{des} . V_{DBE} y V_{MCE} pueden ser determinados por las ecuaciones que se muestran a continuación:

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{des} \quad (4.46a)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{des} \quad (4.46b)$$

en donde Ω_{DBE} y Ω_{MCE} son los factores de sobrerresistencia para los niveles DBE y MCE, respectivamente. En lugar de realizar análisis laterales estáticos no-lineales (pushover), puede ser usado para Ω_{DBE} y Ω_{MCE} los valores de 2.30 y 2.50 para Ω_{DBE} y Ω_{MCE} , respectivamente, si α_{IGO} es igual o mayor que 0.95. Para α_{IGO} igual a 0.75, pueden ser usados los valores determinados por Garlock (2002) para pórticos PT ($\alpha_a = 0.75$). Estos valores son de 1.9 y 2.1 para Ω_{DBE} y Ω_{MCE} , respectivamente. Para valores de α_{IGO} entre 0.75 y 0.95, Ω_{DBE} y Ω_{MCE} pueden ser determinados mediante interpolación.

4.9.7 Paso 7: Determinación de la Resistencia Mínima de la Conexión

La resistencia mínima de la conexión, ilustrada tal como momentos en la Figura 4.16, es una función de M_{des} , en donde M_{des} es el momento de diseño de la viga en la cara de de la columna obtenido según la combinación de cargas gobernante del análisis elástico, tal como se calculó en el Paso 4. M_{des} se multiplica por los factores de modificación de momento (α) para estimar el momento mínimo requerido en la conexión cuando ocurre la abertura inminente en los estados DBE, y MCE.

M_{IGO} es el momento en la conexión cuando la abertura es inminente, dado por la Ecuación 3.16. El criterio descrito en la Sección 4.7.2 requiere que M_{IGO} sea mayor que el momento de diseño (M_{des}) multiplicado por α_{IGO} , en donde α_{IGO} es un factor de modificación de momento para M_{IGO} . Este criterio se repite a continuación,

$$M_{IGO} \geq \alpha_{IGO} M_{des} \quad (4.6)$$

El momento de la conexión al nivel DBE, M_{DBE} , debe ser mayor que el momento de diseño (M_{des}) multiplicado por α_{DBE} , en donde α_{DBE} es un factor de modificación de momento para M_{DBE} ,

$$M_{DBE} \geq \alpha_{DBE} M_{des} \quad (4.47a)$$

en donde M_{DBE} está dado por la Ecuación 4.16. Al final del Paso 7, el diseñador debe verificar que el valor asumido de M_{DBE} , usado en el criterio para la articulación plástica de columnas (Ecuación 4.30b) y el criterio para la fluencia de la zona de panel (Ecuaciones 4.43 y 4.44) es adecuado.

De igual manera, el momento en la conexión al nivel MCE, M_{MCE} , debe ser mayor que el momento de diseño (M_{des}) multiplicado por α_{MCE} , en donde α_{MCE} es un factor de modificación de momento para M_{MCE} ,

$$M_{MCE} \geq \alpha_{MCE} M_{des} \quad (4.47b)$$

Tal como indica el diagrama de flujo de la Figura 4.14, el diseño de CPEF necesita satisfacer los criterios de diseño descritos en la Sección 4.7. De lo contrario, necesitan cambiarse los parámetros de diseño. Si se cambiara la sección de la viga, se debe retornar al Paso 3.

4.9.8 Paso 8: Diseño de la Placa de Refuerzo

La longitud de la placa de refuerzo (L_{rp}) debe ser diseñada para satisfacer los criterios siguientes:

- Criterio para pandeo local de la viga (Sección 4.7.4), Ecuación 4.11; y
- Criterio para fluencia por cortante horizontal de la viga (Sección 4.7.9), Ecuación 4.32.

El área de la placa de refuerzo (A_{rp}) debe ser diseñada para satisfacer el criterio para la fluencia por esfuerzos de contacto (Sección 4.7.10), Ecuación 4.38.

4.9.9 Paso 9: Diseño de la Zona de Panel

En este paso, (1) el diseñador escoge el valor de C_y , y (2) el espesor mínimo de la zona de panel, t_{pz} , es calculado por medio de la Ecuación 4.45. Tal como se indica en la Sección 4.7.11, el criterio de diseño para la fluencia de la zona de panel

permite al diseñador determinar el nivel de fluencia en la zona de panel, mediante la selección de C_y , el cual es un factor que controla el nivel de fluencia ante sismos DBE. Sin embargo, C_y debe ser seleccionado de tal forma que el desempeño del sistema CPEF no viole otro criterio de diseño.

4.9.10 Paso 10: Realizar Análisis No-Lineales

Se recomienda un análisis estructural no-lineal para edificios CPEF con diferentes disposiciones estructurales respecto al estudiado en esta investigación. Pueden desarrollarse análisis estáticos laterales no-lineales (pushover) con un modelo que incluya todos los detalles de una CPEF. Los parámetros obtenidos del análisis elástico en el Paso 3 se afinarán posteriormente ($K_{f\Delta}$, Δ_{el-des} , M_{des}) así como también Ω_{DBE} y Ω_{MCE} usados para estimar $\theta_{r,DBE}$ y $\theta_{r,MCE}$, respectivamente. El diseño de la conexión es verificado retomando al Paso 6 en el procedimiento de diseño (con los valores afinados). También puede elaborarse un análisis no-lineal con registros de aceleraciones. Los resultados de los análisis deben ser verificados para asegurar que se satisfagan los objetivos de diseño y los criterios de diseño.

Este paso debe ser omitido para edificaciones con CPEF que tengan una disposición estructural similar a la del edificio prototipo estudiado en esta investigación con tal de que el modelo elástico de la estructura incluya la flexibilidad de la zona de panel y las placas de refuerzo.

4.10 RESUMEN

Este capítulo presentó el diseño basado por desempeño para diseñar PARM con conexiones postensadas y elementos de fricción (CPEF). El procedimiento es aplicable para edificios nuevos y existentes. Se planteó objetivos de diseño que relacionaron el nivel de desempeño sísmico de edificios con el nivel sísmico esperado. A continuación, se definieron los niveles de desempeño sísmico de acuerdo a sus estados límites estructurales y a su capacidad; mientras que los niveles sísmicos se cuantificaron de acuerdo a la probabilidad de ocurrencia. Posteriormente, los objetivos y criterios de diseño fueron descritos. Finalmente, se detalló los parámetros de diseño y sus efectos, así como también el procedimiento de diseño de un pórtico CPEF.

Tabla 4.1 Niveles de Desempeño de Edificios (Tomado de FEMA-350, SAC 2000).

Daño	Niveles de Desempeño Sísmico de Edificios	
	Nivel de Prevención del Colapso	Nivel de Ocupación Inmediata
	Severo	Leve
General	La estructura posee resistencia y rigidez residual mínima, pero las cargas gravitacionales son soportadas. Presenta grandes deformaciones permanentes. Las paredes podrían tener daño extenso y algunas fallas locales podrían ocurrir. La edificación está cerca de experimentar colapso.	La estructura permanece con la resistencia y rigidez original. Ocurren fisuras menores en paredes, tumbados y elementos estructurales. La protección contra incendios y elevadores en funcionamiento.
Componentes no-estructurales	Daño extensivo	Equipos permanecen generalmente seguros, pero podrían no operar debido a fallas mecánicas.
Comparación con el desempeño esperado por FEMA-302 para edificaciones asignadas al Grupo de Uso Sísmico I (GUS-I) sujetas al Sismo de Diseño.	Daño significante y mayor riesgo.	Daño despreciable y menor riesgo.
Comparación con el desempeño esperado por FEMA-302 para edificaciones asignadas al Grupo de Uso Sísmico I (GUS-I) sujetas al Sismo Considerado Máximo.	Igual nivel de desempeño	Daño despreciable y menor riesgo.

Tabla 4.2 Niveles de Desempeño Estructural (Tomado de FEMA-350, SAC 2000).

Elementos	Niveles de Desempeño Estructural	
	Nivel de Prevención de Colapso	Nivel de Oc upación Inmediata
Viga	Distorsión extensiva; pandeo y fluencia local. Una pocas vigas pueden experimentar fracturas parciales.	Menor fluencia y pandeo local en pocos lugares.
Columna	Distorsión moderada; algunas columnas experimentan fluencia. Pandeo local en algunas alas.	No se observa daño o distorsión.
Conexiones Viga-Columna	Muchas fracturas con algunas conexiones cerca de experimentar la pérdida total de su capacidad.	Menos del 10% de la conexiones se fracturan en un piso particular; algo de fluencia en otras conexiones.
Zona de Panel	Distorsión extensiva.	Menor distorsión.
Unión de Columnas	No fracturas.	No fluencia.
Placa de Base	Fluencia extensiva en los pernos y en la placa de base.	No se observa daño o distorsión.
Deriva de Entrepiso	Grandes valores de deriva permanente.	Menor que el 1% de la deriva permanente.

Tabla 4.3 Demandas Estructurales Amplificadas Basadas en el Código (Tomado de Rojas 2003)

Demanda	en donde...
$\Delta_{total,DBE} = C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}$ $\Delta_{total,MCE} = 1.5 C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}$	$C_{\xi} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_{5\%}}}{\sqrt{1 + 25\xi}}$ $C_T = \frac{T_{des}}{T_1}$
$\theta_{total,DBE} = \frac{C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f}$ $\theta_{total,MCE} = \frac{1.5 C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f}$	---
$\theta_{DBE} = \frac{C_{\theta} C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f}$ $\theta_{MCE} = \frac{1.5 C_{\theta} C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f}$	$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{total}} = 1.5$
$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{V_{DBE}}{K_{f\theta}}$ $\theta_{r,MCE} = \theta_{MCE} - \frac{V_{MCE}}{K_{f\theta}}$	$K_{f\theta} = \frac{K_{f\Delta} h_f}{C_{\theta}}$ $V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{des}$ $V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{des}$ <p>V_{DBE} y V_{MCE} están basadas en el análisis no-lineal</p>

Tabla 4.4 Capacidades Estructurales (Tomado de Rojas 2003)

Capacidad	en donde ...
$f_p = \frac{M_{cb,p}}{b}$ $\theta_{r,cb} = \frac{M_{cb,p} - \gamma b F_x}{bd_1 K_{cb}}$	---
$M_{IGO} = d_2 T_o + d_1 F_f$	$F_f = 2\mu N$ $\mu = 0.40$ $N = \alpha_p n_{cb} [\phi F_{ub} (0.75 A_b)]$
$M_{DBE} = d_1 F_f + P_{DBE} d_2$ $M_{MCE} = d_1 F_f + P_{MCE} d_2$	$P_{DBE} = T_o + \left[2d_2 \left(\frac{k_s k_b}{k_s + k_b} \right) \right] \theta_{r,DBE} +$ $\gamma_1 K_{cb} d_1 \theta_{r,DBE} + \gamma_2 \Omega_{DBE} F_{x,des}$ $P_{MCE} = T_o + \left[2d_2 \left(\frac{k_s k_b}{k_s + k_b} \right) \right] \theta_{r,MCE} +$ $\gamma_1 \min(K_{cb} d_1 \theta_{r,MCE}, f_p) +$ $\gamma_2 \Omega_{MCE} F_{x,des}$
$\theta_{r,s} = \frac{N_s (t_y - t_o)}{2d_2} \cdot \frac{(k_b + k_s)}{k_b k_s}$	---

Tabla 4.5(a) Criterios de Diseño (Tomado de Rojas 2003)

Criterio		en donde...
Momento de Descompresión	$M_d \geq 0.6M_{IGO}$ $M_d \geq M_{MPE}$ $M_d \geq M_{wind}$	$M_d = d_2 T_0$ $M_{IGO} = d_2 T_o + d_1 F_f$ $M_{MPE} = \text{momento de la viga desarrollado bajo sismos MPE}$ $M_{wind} = \text{momento producido por la combinación de carga que incluye el viento}$
Momento de Abertura Inminente	$M_{IGO} \geq \alpha_{IGO} M_{des}$	$M_{IGO} = d_2 T_o + d_1 F_f$ $M_{des} = \text{momento de diseño del código obtenido a partir del procedimiento de carga lateral equivalente}$
Fluencia de los Torones	$\theta_{r,s} \geq \theta_{r,MCE}$	$\theta_{r,s} = \frac{N_s (t_y - t_o)}{2d_2} \cdot \frac{(k_b + k_s)}{k_b k_s}$ $\theta_{r,MCE} = \text{rotación relativa amplificada al nivel DBE basada en el código o en análisis no-lineal}$
Pandeo Local de la Viga	$\theta_{r,bb} \geq \theta_{r,MCE}$ $\theta_{r,2\epsilon y} \geq \theta_{r,DBE}$ $L_{rp} \geq \frac{L_b}{2} \frac{M_{DBE} - M_{rp}}{M_{DBE}}$	$\theta_{r,DBE} = \text{rotación relativa amplificada al nivel MCE basada en el código o en análisis no-lineal}$ $M_{DBE} = d_1 F_f + P_{DBE} d_2$
Resistencia y Rigidez de la Viga Colectora	$T_o \geq f_p$ $\theta_{r,cb} \geq \theta_{r,DBE}$ $K_{cb,max} \leq \frac{f_p}{\theta_{r,DBE} d_1}$	$f_p = \frac{M_{cb,p}}{b}$ $\theta_{r,cb} = \frac{M_{cb,p} - \gamma b F_x}{b d_1 K_{cb}}$ $\theta_{r,DBE} = \text{rotación relativa amplificada al nivel DBE basada en el código o en análisis no-lineal}$ $F_{x,des} = \text{fuerza de diseño del diafragma de piso basada en el código}$
Deformación del Sistema Gravitacional	$\Delta_{p\acute{o}rtico,DBE} - \Delta_{piso,DBE} \leq 1.0 \text{ in.}$ $\Delta_{p\acute{o}rtico,MCE} - \Delta_{piso,MCE} \leq 1.5 \text{ in.}$ $\theta_{grav,DBE} \leq 0.035 \text{ rad}$ $\theta_{grav,MCE} \leq 0.055 \text{ rad}$	$\Delta_{p\acute{o}rtico,DBE}, \Delta_{p\acute{o}rtico,MCE}, \Delta_{piso,DBE}, \Delta_{piso,MCE}, \theta_{piso,DBE}, \text{ y } \theta_{piso,MCE} \text{ basados en análisis no-lineal.}$

Tabla 4.5(b) Criterios de Diseño, continuación (Tomado de Rojas 2003)

Criterio		en donde...
Deriva de Entrepiso del Pórtico CPEF	<p><u>Límites del Código:</u> Ver Tabla 4.6</p> <p><u>Límites Amplificados:</u> $\theta_{DBE} \leq 0.03 \text{ rad}$ $\theta_{MCE} \leq 0.05 \text{ rad}$</p>	θ_{DBE} y θ_{MCE} = rotación amplificada al nivel DBE y MCE basada en el código o en análisis no-lineal
Articulación Plástica de Columnas	$\Sigma M_c > \Sigma M_b$	$M_c = Z \left(R_y \sigma_y - \frac{P_u}{A} \right)$ $M_b = M_{DBE} \frac{L}{L - d_c}$ $M_{DBE} = d_1 F_f + P_{DBE} d_2$
Fluencia por Cortante Horizontal de Viga	$L_{rp} \geq \frac{V_{w,Lrp,DBE}}{\tau_{w,y} \cdot t_w}$	$V_{w,Lrp,DBE} = P_{DBE} + F_f - C_{f,y}$ $P_{DBE} = T_o + \left[2d_2 \left(\frac{k_s k_b}{k_s + k_b} \right) \right] \theta_{r,DBE} + \gamma_1 K_{cb} d_1 \theta_{r,DBE} + \gamma_2 \Omega_{DBE} F_{x,des}$ $F_f = 2\mu N$ $C_{f,y} = b_f \sigma_{yb} t_f$
Fluencia por Esfuerzos de Contacto	$A_{rp} \geq \frac{C_{DBE} - C_{f,y}}{\sigma_{rp,y}}$	$C_{DBE} = P_{DBE} + F_f$
Fluencia de la Zona de Panel	$\phi V_{pz,y} \geq C_y V_{pz,DBE}$ $t_{pz} \geq \frac{C_y V_{pz,DBE}}{\phi 0.6 \sigma_y R_{yc} d_c}$	$V_{pz,DBE} = P_{DBE} - \frac{2M_{DBE}}{h} + 2F_f$ $V_{pz,DBE} = P_{DBE} - \frac{M_{DBE}}{h} + F_f$

Tabla 4.6 Límites de Código para la Deriva (Tomado del IBC 2000 - ICC 2000)

BUILDING	SEISMIC USE GROUP		
	I	II	III
Buildings, other than masonry shear wall or masonry wall frame buildings, four stories or less in height with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	0.025 h_{sx}^b	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}
Masonry cantilever shear wall buildings ^c	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}
Other masonry shear wall buildings	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}
Masonry wall frame buildings	0.013 h_{sx}	0.013 h_{sx}	0.010 h_{sx}
All other buildings	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.010 h_{sx}

For SI: 1 inch = 25.4 mm.

- a. There shall be no drift limit for single-story buildings with interior walls, partitions, ceilings and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.
- b. h_{sx} is the story height below Level x.
- c. Buildings in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Tabla 4.7 Factores γ_1 y γ_2 para un Pórtico de 4 Tramos con Tres Vigas Colectoras (Tomado de Rojas 2003)

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
γ_1	0	1	1	0
γ_2	-1/8	-1/8	1/8	1/8

Tabla 4.8 Efectos de los Parámetros de Diseño (Tomado de Rojas 2003)

Parámetros de Diseño	Afecta ...
Número de Torones (N_s)	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia mínima de la conexión • Pandeo local de la viga • Fluencia de los torones
Fuerza Inicial de Postensado de cada Torón (T_o/N_s)	<ul style="list-style-type: none"> • Fluencia de los torones
Fuerza Inicial Total de Postensado (T_o)	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia mínima de la conexión • Pandeo local de la viga
Longitud de la Placa de Refuerzo (L_{rp})	<ul style="list-style-type: none"> • Pandeo local de la viga
Sección de Viga	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia mínima de la conexión • Pandeo local de la viga
Fuerza Máxima de Fricción (F_f)	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia mínima de la conexión • La capacidad auto-centrante de la conexión • La cantidad de disipación de energía

Niveles de Desempeño de Edificaciones

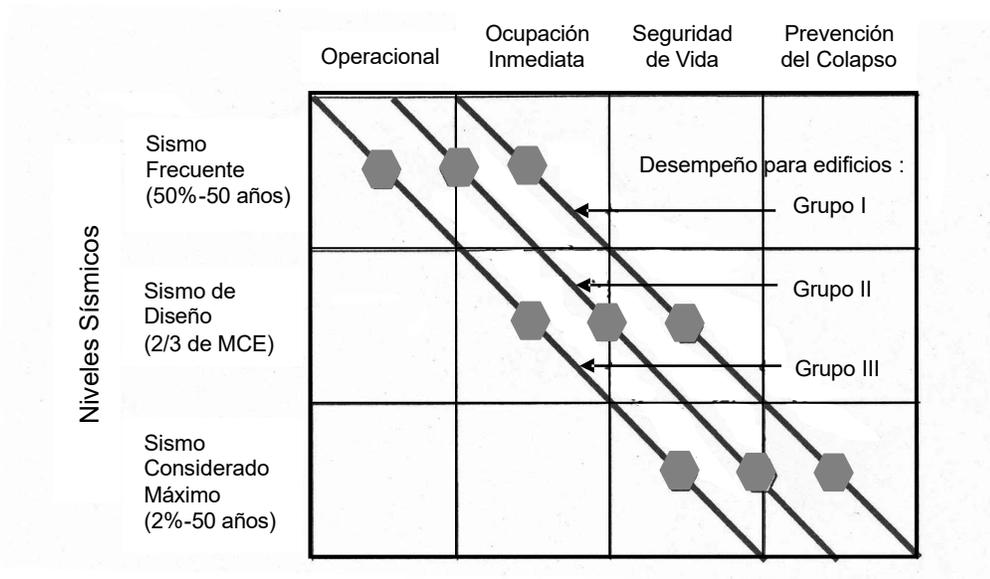
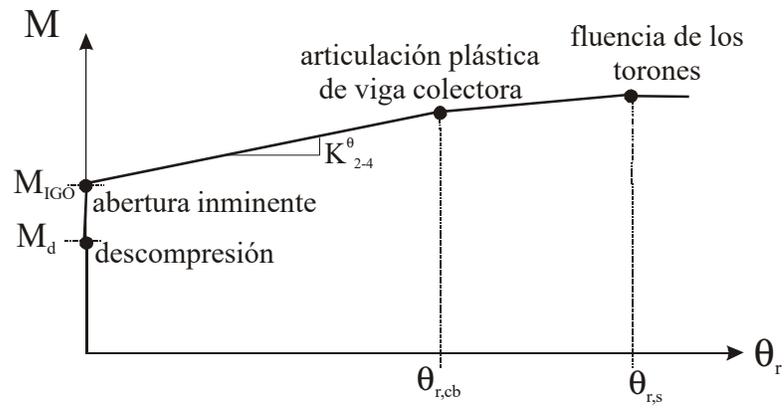
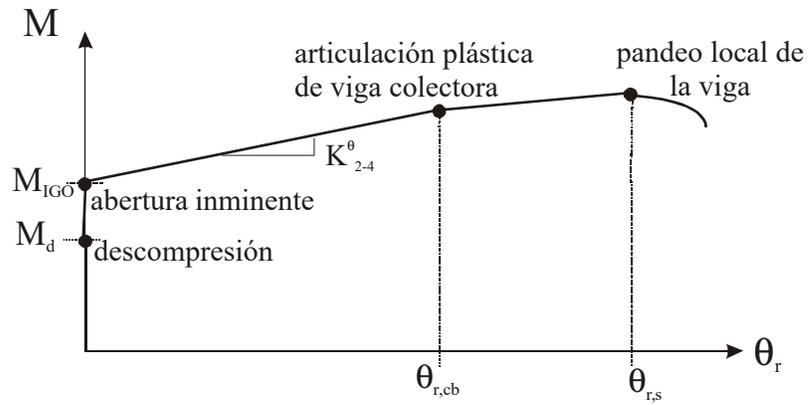


Figura 4.1 Objetivos Mínimos del Diseño por Desempeño para los diferentes Grupos de Uso Sísmico (GUS) de las edificaciones (Tomado de FEMA 350).



(a) Escenario A



(b) Escenario B

Figura 4.2 Estados Límites Estructurales de una CPEF.

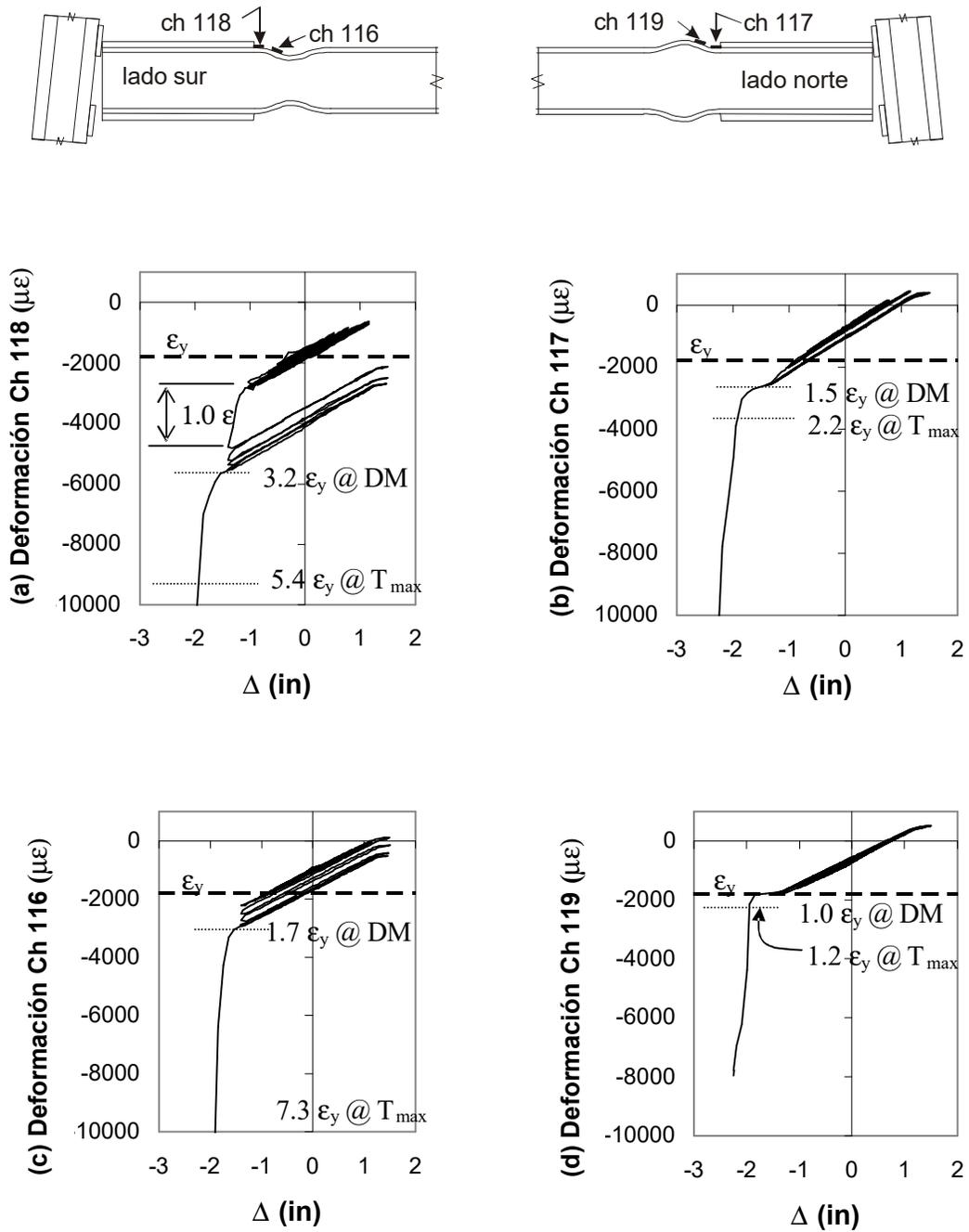


Figura 4.3 Deformaciones Unitarias en los especímenes 36s-30 sobre el lado este del ala superior de la viga cercana a la placa de refuerzo. Se denotan los puntos de “deformación máxima” (DM) y fuerza de postensado máxima (T_{max}) (Tomado de Garlock 2002).

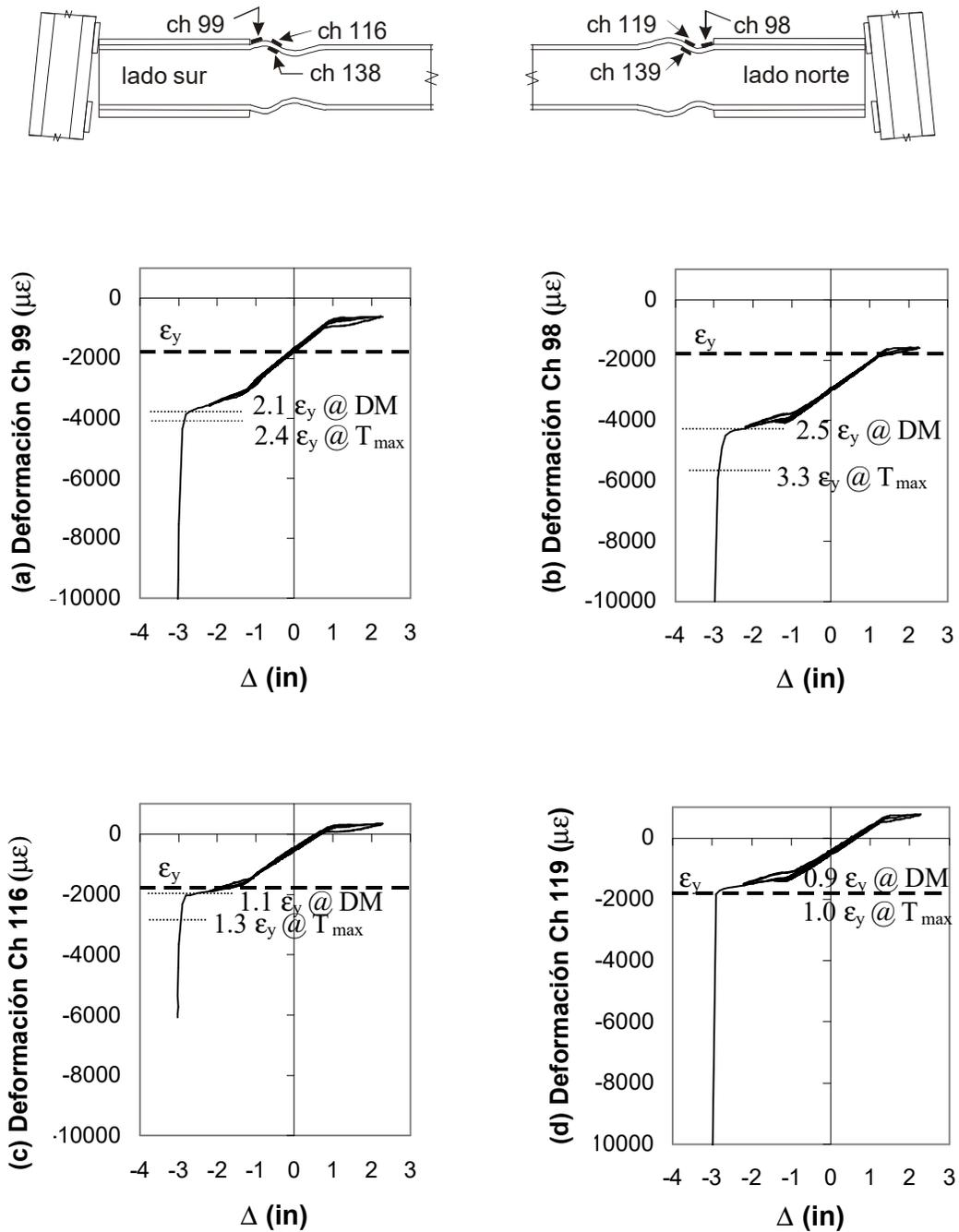
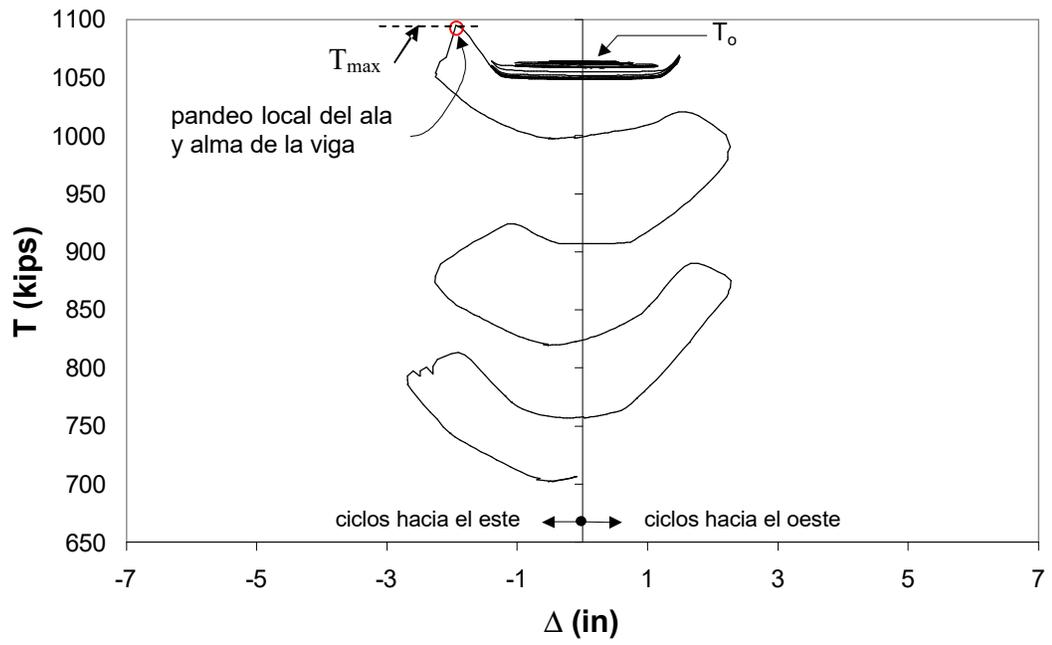
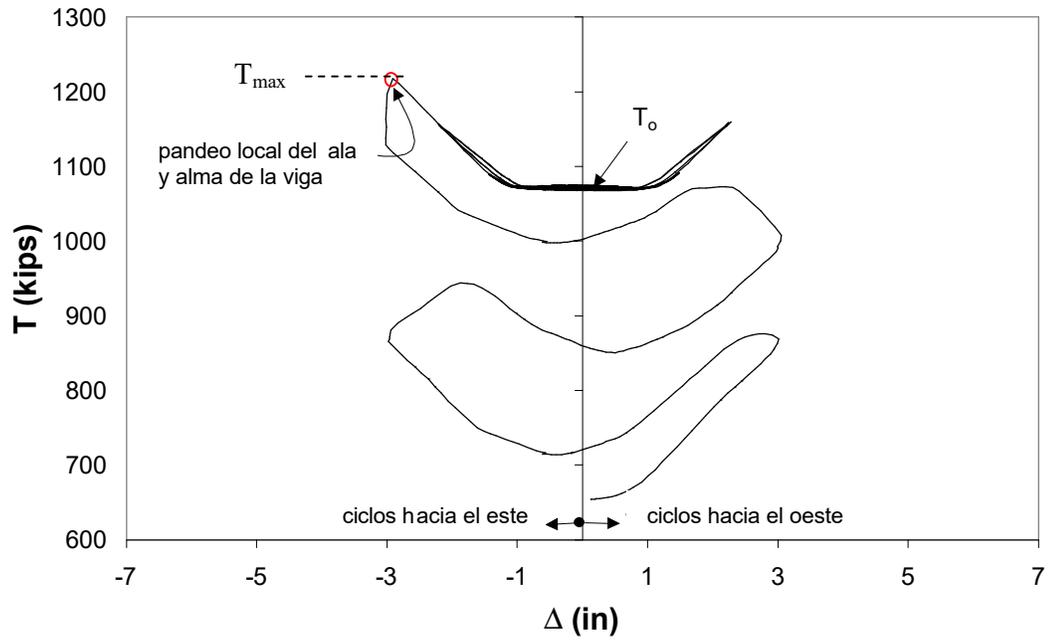


Figura 4.4 Deformaciones Unitarias en los especímenes 36s-30-P sobre el lado este del ala superior de la viga cercana a la placa de refuerzo. Se denotan los puntos de “deformación máxima” (DM) y fuerza de postensado máxima (T_{max}) (Tomado de Garlock 2002).

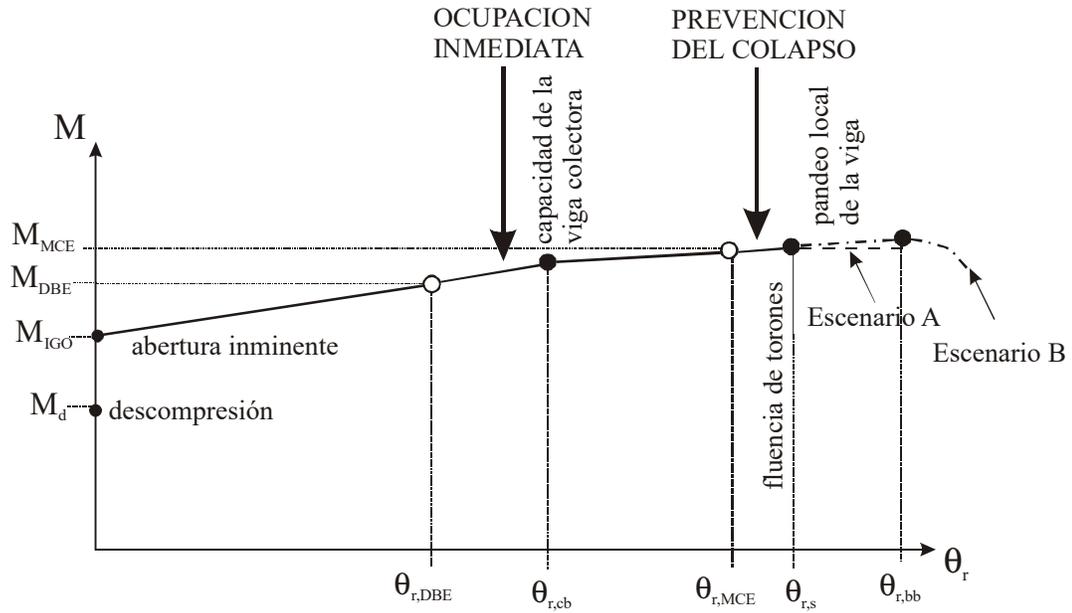


(a) Espécimen 36s-30

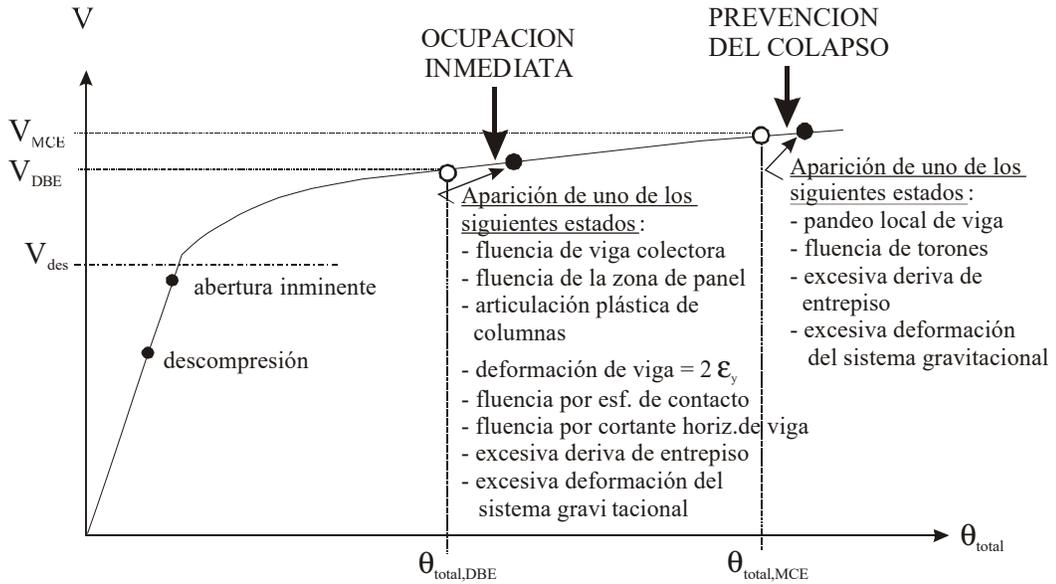


(b) Espécimen 36s-30-P

Figura 4.5 Respuesta Fuerza Total de PT – Desplazamiento (Tomado de Garlock 2002).



(a) Objetivos de diseño por desempeño al nivel local de la conexión



(b) Objetivos de diseño por desempeño al nivel global.

Figura 4.6 Objetivos de Diseño por Desempeño del pórtico CPEF.

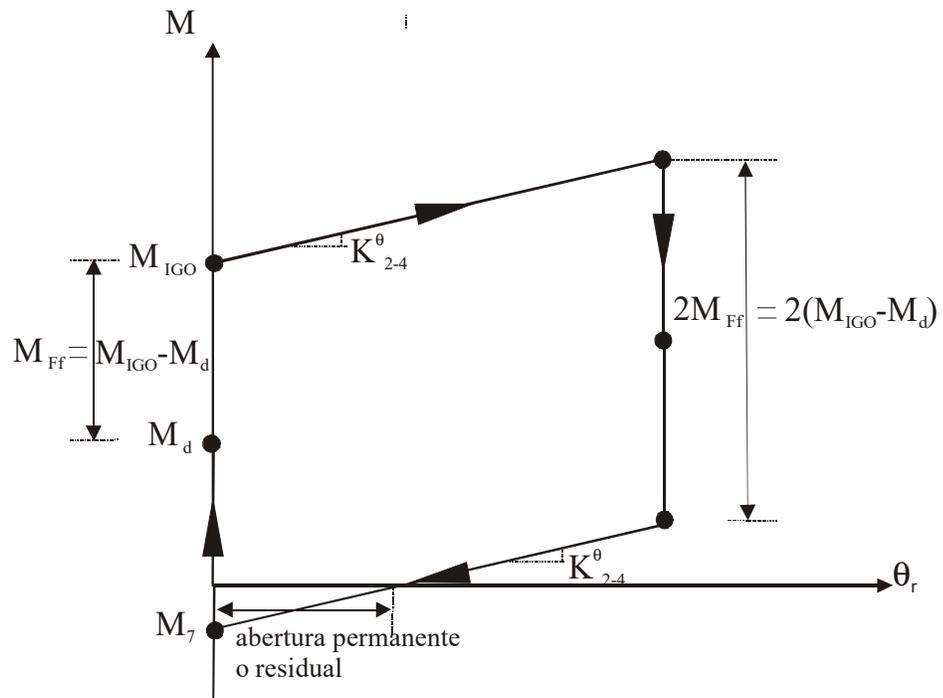
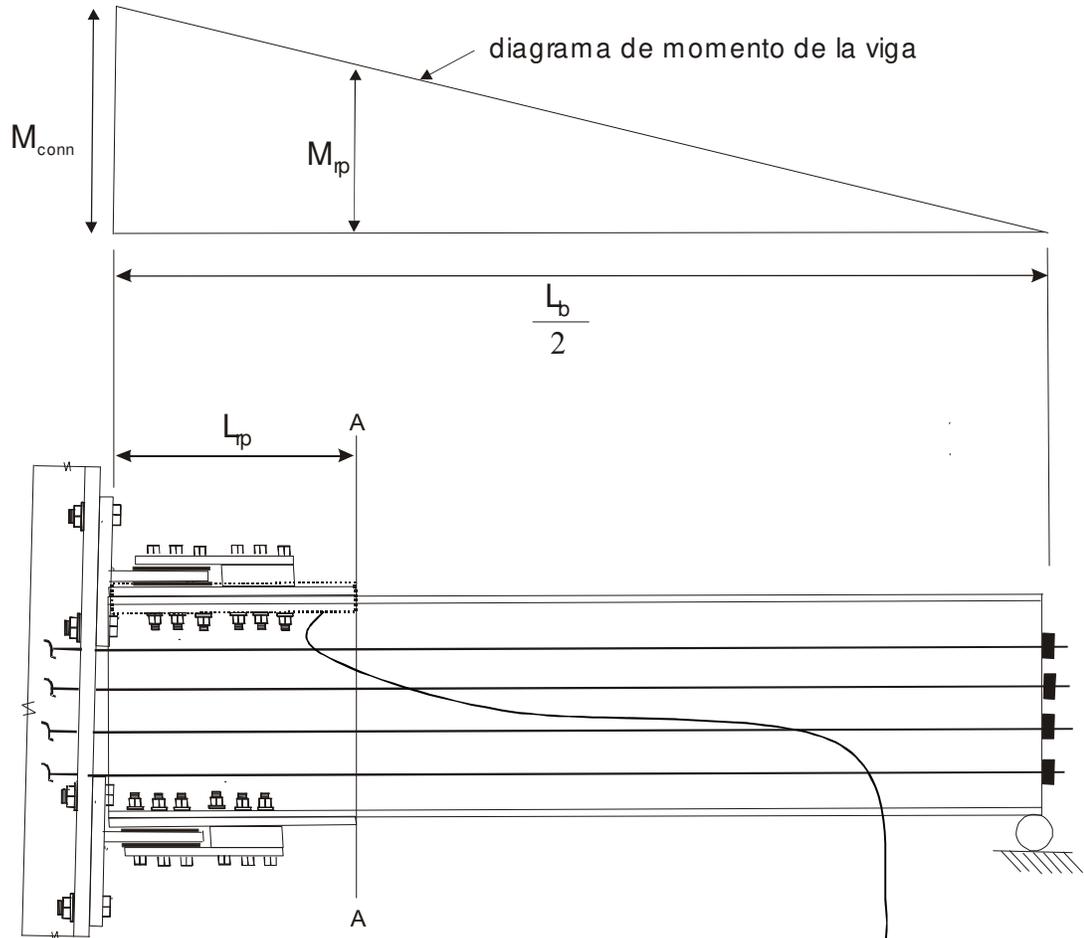
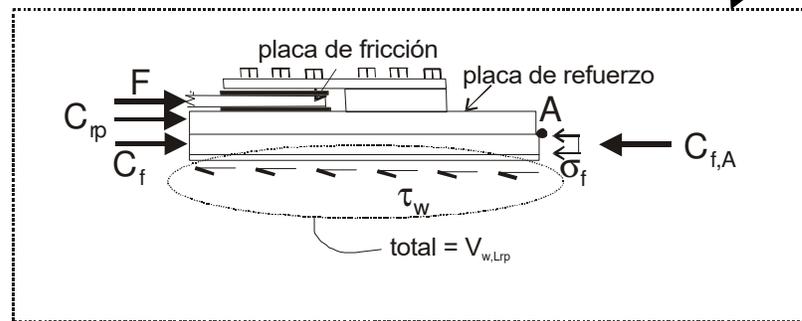


Figura 4.7 Momento – rotación relativa de una CPEF



(a) diagrama de momento de la viga



(b) diagrama de cuerpo libre usado para analizar el cortante horizontal del alma de la viga

Figura 4.8 Diagrama de momento en viga y esfuerzos cortantes en el alma de la viga (Tomado de Rojas 2003).

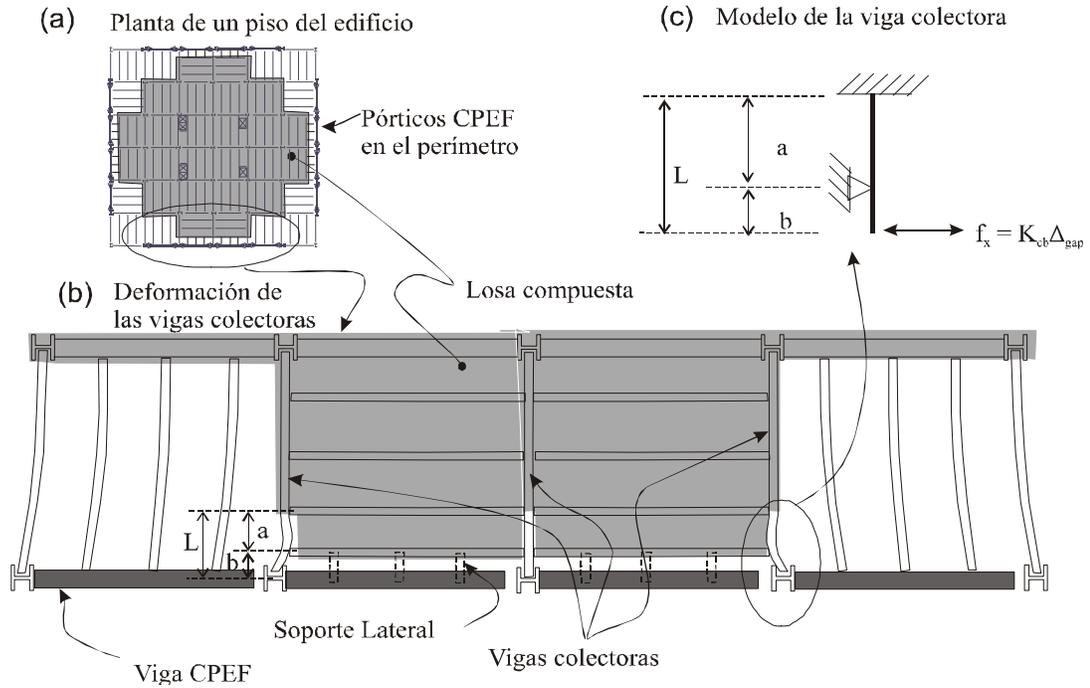


Figura 4.9 Vista en planta de la interacción del diafragma de piso con el Pórtico CPEF (Tomado de Rojas 2003).

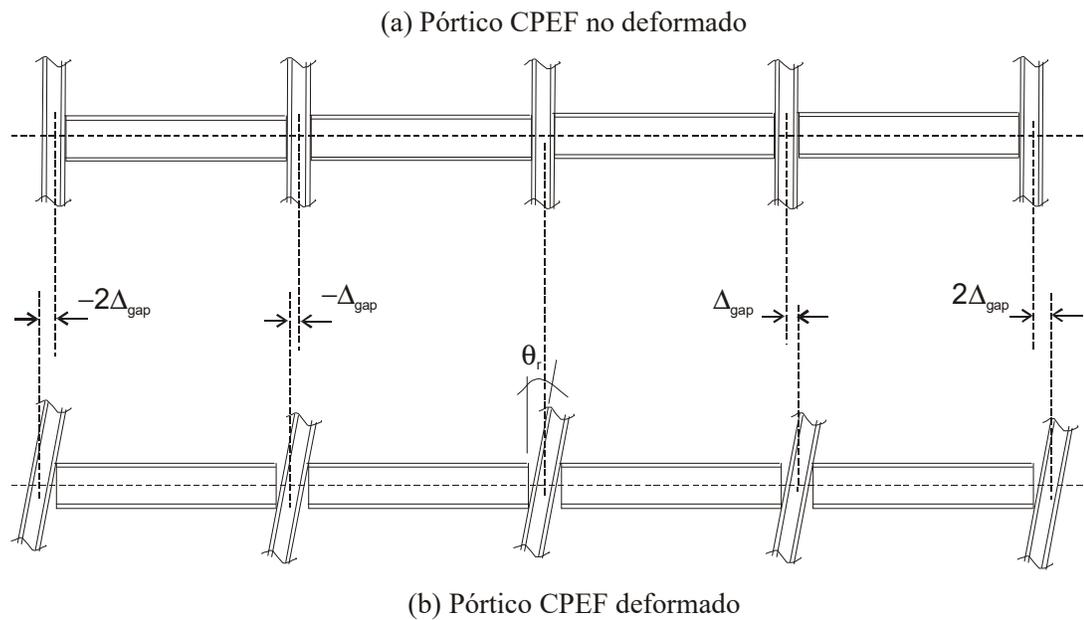


Figura 4.10 Vista en elevación de la expansión del pórtico CPEF a medida que las conexiones se abren.

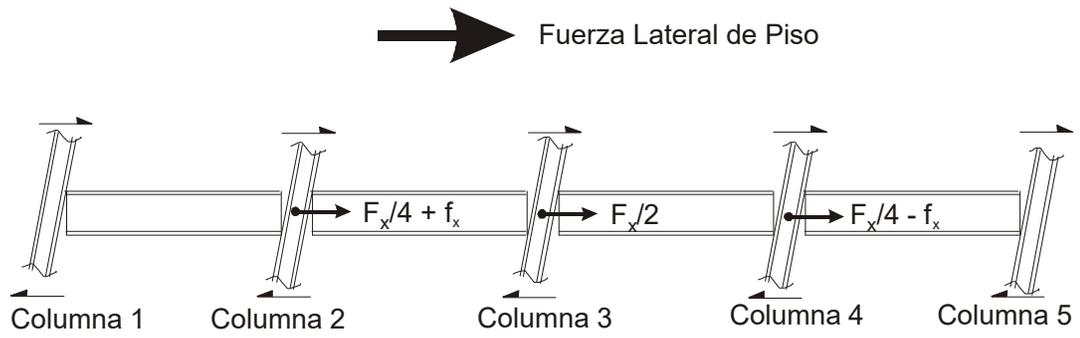
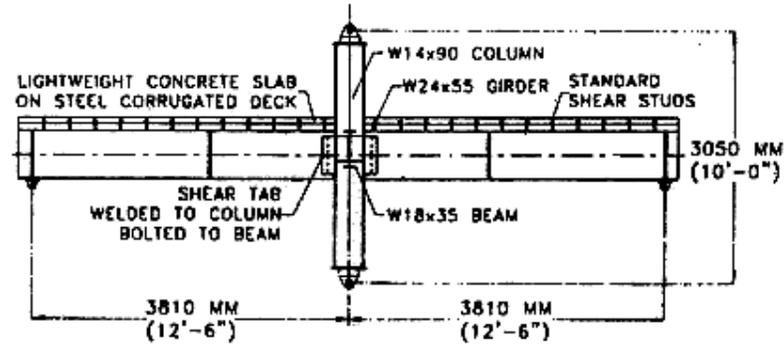
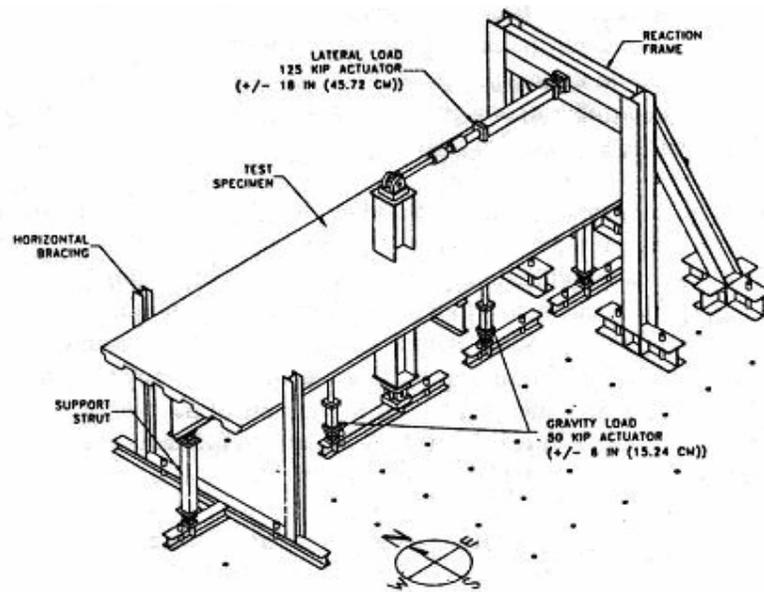


Figura 4.11 Fuerzas usadas para diseñar la viga colectora.



(a) Espécimen típico



(b) Configuración del ensayo

Figura 4.12 Ensayos experimentales en conexiones a cortante viga-columna de acero (Tomado de Liu y Astaneh-Asl 2000).

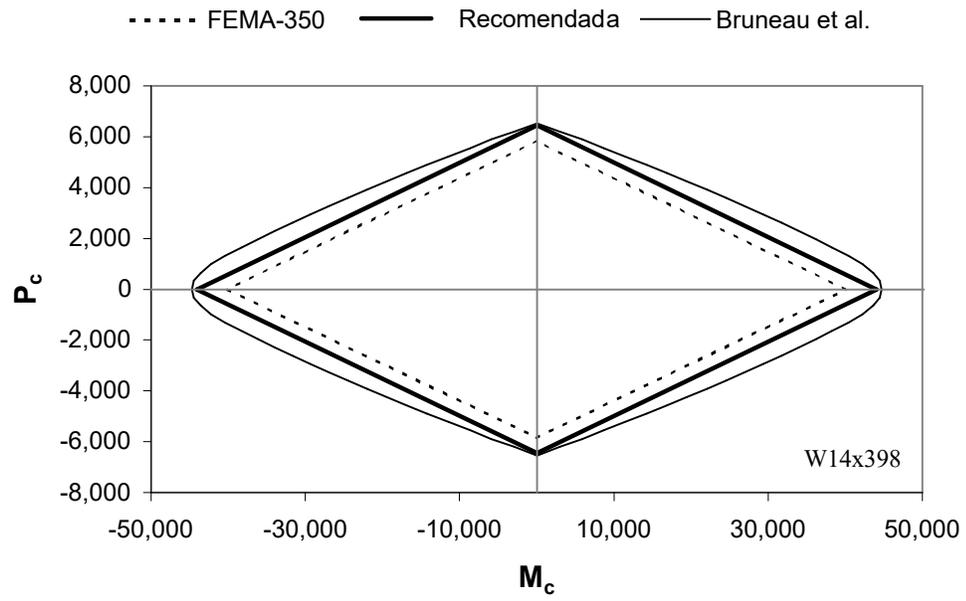


Figura 4.13 Curvas de capacidad de la columna (Tomado de Garlock 2002).

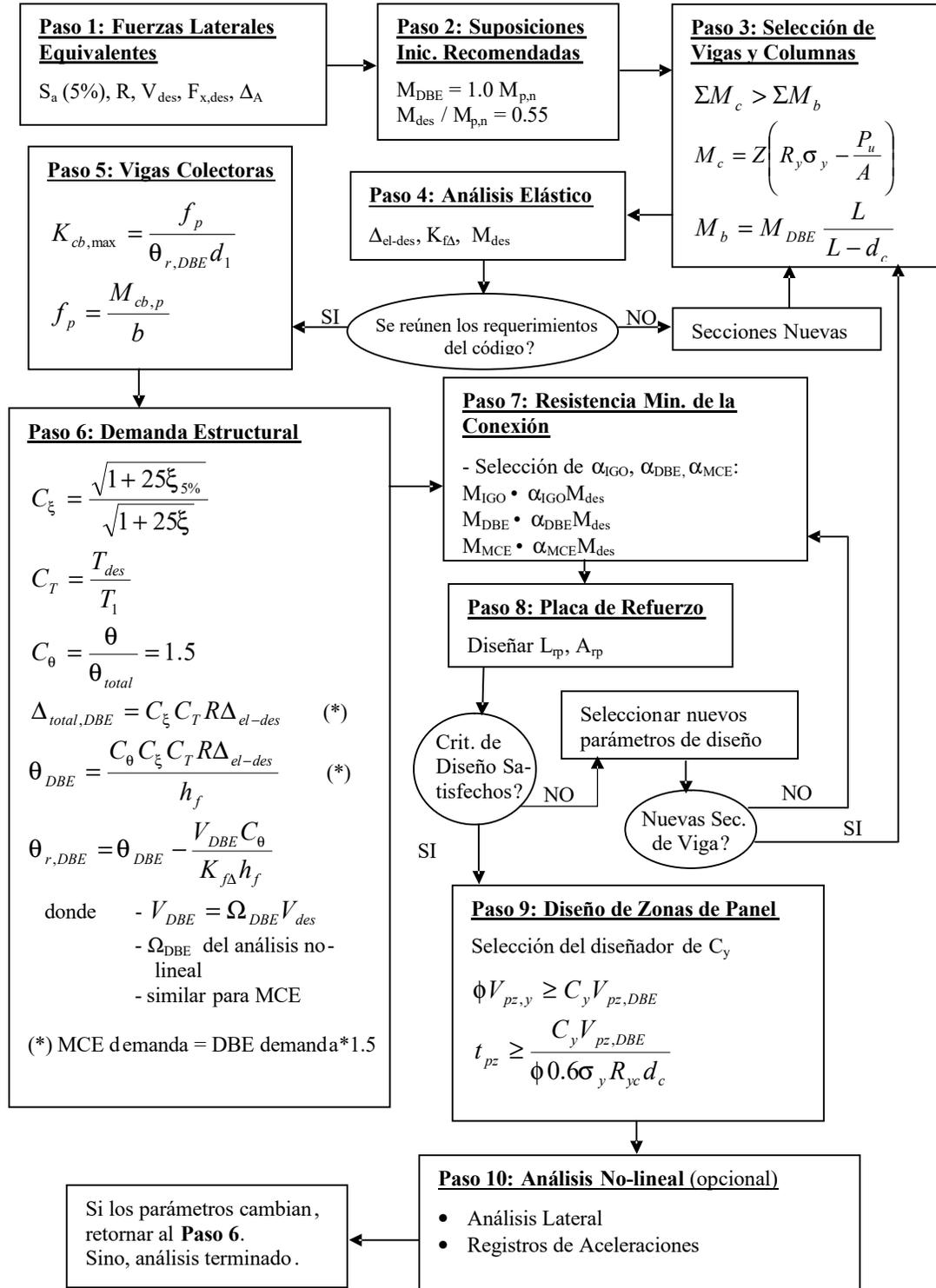


Figura 4.14 Diagrama de flujo del procedimiento de diseño (Tomado de Rojas 2003)

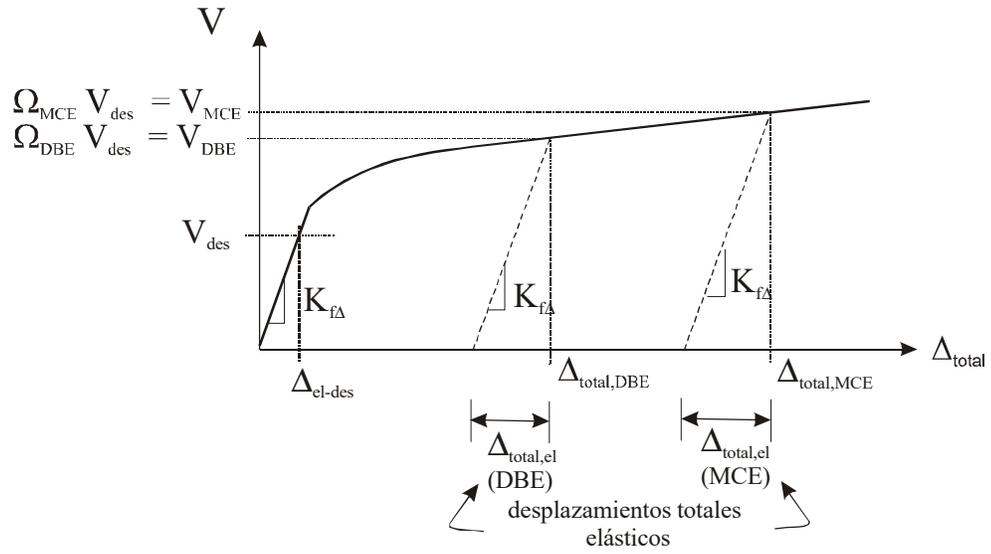


Figura 4.15 Respuesta del cortante basal – desplazamiento total de un pórtico CPEF.

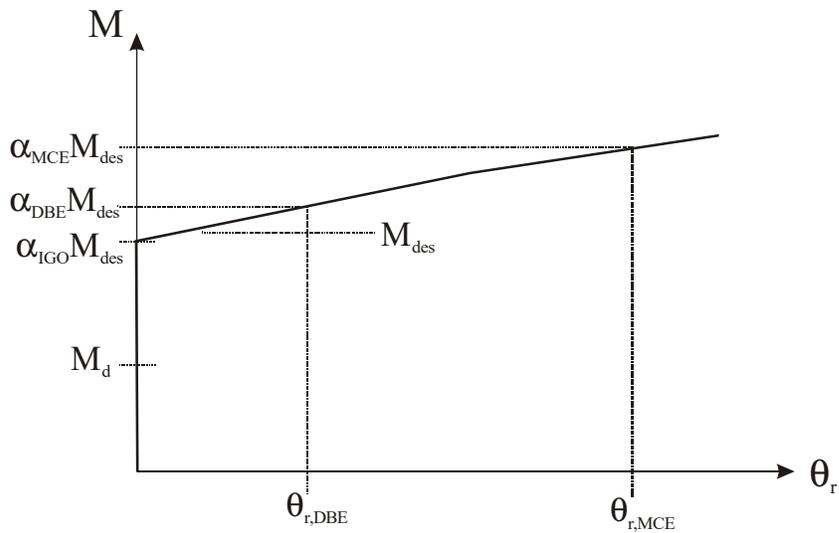


Figura 4.16 Comportamiento Momento mínimo – Rotación Relativa de una CPEF.

CAPÍTULO 5

COMPARACIÓN DE RESPUESTA DE P ARM-TR Y PARM-TR REHABILITADO

5.1 GENERALIDADES

Este capítulo compara las respuestas sísmicas de dos pórticos prototipo resistentes a momento. El primer pórtico tiene conexiones viga-columna soldadas totalmente restringidas de penetración completa entre las alas de la viga y las alas de la columna; a este pórtico se lo denominará pórtico resistente a momento con conexiones soldadas totalmente restringidas (PARM-TR). El segundo pórtico consiste en la rehabilitación del PARM-TR mediante el uso de CPEF, el mismo que en esta investigación se lo denominará pórtico resistente a momento con conexiones soldadas totalmente restringidas rehabilitado (PARM-TR Rehabilitado).

En su parte inicial, el capítulo presenta el modelo analítico del pórtico rehabilitado con CPEF usando el programa de computación DRAIN-2DX. Posteriormente, se describen los sismos usados en el análisis no-lineal dinámico de ambos pórticos. El análisis dinámico se basa en el modelo de DRAIN-2DX mencionado anteriormente.

En la parte intermedia del capítulo, la respuesta global y local del PARM-TR se compara a la respuesta del PARM-TR Rehabilitado mediante los resultados de los análisis no-lineales estático lateral y de registro de aceleraciones. Posteriormente, se realiza la comparación entre la respuesta real (obtenida a partir de los resultados de los análisis dinámicos no-lineales) y estimada del PARM-TR Rehabilitado con CPEF. Finalmente, se evalúan los estados límites alcanzados por el pórtico Rehabilitado y se presentará un resumen de los resultados de los análisis.

5.2 MODELO ANALÍTICO DEL PÓRTICO REHABILITADO CON CPEF

En esta sección se describen los detalles del modelo analítico del PARM-TR Rehabilitado con CPEF, el cual fue desarrollado por Rojas (2004) con la ayuda del programa de computación DRAIN-2DX. La Figura 5.1 muestra la disposición en planta del sistema estructural y las secciones de los miembros del pórtico prototipo. El modelo de los pórticos PARM-TR y PARM-TR Rehabilitado usados en el análisis presentado en este capítulo, se muestran en la Figura 5.2 y Figura 5.3, respectivamente. El modelo analítico del PARM-TR fue descrito ampliamente en Rojas (2003), razón por la cual no se describirá en esta investigación. A continuación, se presenta un resumen extraído de Rojas (2003) de la forma como se modeló el PARM-TR rehabilitado.

La Figura 5.4 presenta el modelo de un cruciforme extraído del pórtico a ser modelado. Cada nudo (definido por un número) es un nudo maestro, un nudo esclavo o un nudo estándar tal como se describe con la leyenda de la Figura 5.4. Grupos de nudos maestros y esclavos se usan para modelar la región de la zona de panel. La

Figura 5.4 detalla los grados de libertad de los nudos esclavos y sus nudos maestros respectivos. Los elementos son denotados como GX - #, en donde X representa el número de grupo del elemento y # es el número del elemento. La Figura 5.4 presenta el tipo de elemento usado en cada fibra.

5.2.1 Modelo de la Abertura, Vigas y Columnas

La Figura 5.4 presenta con precisión los detalles usados para modelar la abertura (que se produce en CPEF), vigas y columnas, las cuales se modelan mediante el elemento tipo fibra.

El elemento fibra es un modelo de plasticidad distribuida, es decir, que la respuesta no-lineal inelástica de un miembro es distribuida a lo largo de su longitud y sección transversal. El elemento se divide en un número de segmentos cuyo comportamiento es monitoreado en cada una de las fibras que conforman los segmentos. Cada fibra tiene una distancia especificada al eje de referencia, área y una relación esfuerzo-deformación definida.

Para modelar la abertura en la entrecara viga-columna, se divide un elemento fibra en tres segmentos S1, S2 y S3 tal como se muestra en la Figura 5.5(a). Las fibras del segmento S1 del ala de la viga y placa de refuerzo se modelan con “fibras de concreto”, las cuales pueden desarrollar esfuerzos de compresión, mas no de tensión. En una CPEF, las placas de relleno previenen que el alma se ponga en contacto con la columna; por lo que el alma de la viga no desarrolla ningún esfuerzo; es decir, que las fibras del alma en el S1 no pueden desarrollar esfuerzos importantes

de tensión, ni de compresión. El segmento S2 es muy similar a S1 excepto en que se ha incrementado la porción del peralte de la viga que puede desarrollar esfuerzos de compresión, tal como se observa en la Figura 5.5(a). Mediante la restricción de los esfuerzos de tensión en partes de S1 y S2, se logra modelar la descompresión. A partir del segmento S3 en adelante, la sección es capaz de desarrollar esfuerzos máximos de tensión y compresión dentro de los límites del comportamiento esfuerzo-deformación del acero.

La longitud del elemento que modela la abertura es relativamente corta tal como se detallará más adelante. Por tanto, la distribución de deformaciones es similar en cada uno de los segmentos. Sin embargo, dado que las propiedades de los materiales cambian dentro de la sección transversal y de un segmento a otro, la distribución de esfuerzos de S1, S2 y S3 son muy diferentes entre ellos, tal como se indica en la Figura 5.5(b).

La longitud del elemento abertura, L_{gap} , fue fijada como 0.01 veces la luz libre de la viga, L_b . Las longitudes de S1, S2 y S3 fueron establecidas en $0.01 L_{gap}$, $0.01 L_{gap}$ y $0.98 L_{gap}$, respectivamente. En cada uno de los tres segmentos, la sección fue dividida en dieciséis fibras: dos en cada ala de la viga, dos en cada placa de refuerzo y ocho en el alma de la viga. Las propiedades a compresión del material de las placas de refuerzo en el elemento de abertura se mantuvieron elásticas.

El grupo de elemento 3 (G3) en la Figura 5.4 modela las vigas con elementos fibras. Los elementos de abertura son parte de la viga; sin embargo, se los considera

separadamente. Los elementos de la viga están divididos en dos segmentos para diferenciar los tramos con y sin placas de refuerzo. La distribución de las fibras en la sección transversal de las vigas es la misma que se utilizó para modelar la abertura. La relación esfuerzo-deformación de las fibras usadas en las vigas es la misma que se usó para las fibras del segmento S3 en el elemento de abertura.

El grupo de elemento 7 (G7) en la Figura 5.4 modela las columnas con elementos fibras. Rojas (2003) realizó estudios paramétricos a fin de determinar el modelo más apropiado para las columnas. Los parámetros estudiados por Rojas fueron: el número y longitud de segmentos en la longitud L_{ph} de posibles articulaciones plásticas, el número de fibras a utilizar en las alas y alma y la ubicación de las fibras exteriores en el ala de las columnas. La Figura 5.6 ilustra el modelo de las columnas investigado por Rojas. En base a los resultados de estos estudios las columnas se dividen en seis segmentos. Cada segmento usa tres fibras para modelar cada ala de la columna y seis fibras para modelar el alma de la columna. Los dos segmentos cortos en los elementos G7-1 y G7-4 de la Figura 5.4 tienen longitudes iguales a $0.20d_c$ y $0.80 d_c$; se asume que L_{ph} es igual al peralte de la columna, d_c (ver Figura 5.6). Las columnas se empalman cada dos pisos en su altura media, tal como lo muestra la Figura 5.3.

Este modelo permite estimar adecuadamente la capacidad en el extremo de la columna. Se espera que las columnas no desarrollen comportamiento inelástico significativo (excepto en las columnas de la planta baja al nivel de suelo); por lo que

el modelo así descrito se considera adecuado para el PARM-TR Rehabilitado con CPEF.

5.2.2 Modelo de la Zona de Panel

Los grupos de elementos 5 y 6 (G5 y G6) en la Figura 5.4 modelan la zona de panel. Los elementos del DRAIN de conexión simple y de articulación plástica viga-columna son usados para modelar la zona de panel (ver Figura 5.4). El modelo de la zona de panel usado en este estudio fue desarrollado por Herrera (2004).

La Figura 5.7(a) muestra el modelo DRAIN usado para un zona de panel interior. Se utilizó el modelo de zona de panel de Krawinkler (1978). Las siguientes ecuaciones describen el modelo:

$$V_{pz,y} = 0.55\sigma_y d_c (t_w + t_{dp}) \quad (5.1)$$

$$V_{pz,u} = 0.55\sigma_y d_c t_w \left[1 + \frac{3.45b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] + \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} (d_c - t_{cf}) t_{dp} \quad (5.2)$$

$$\gamma_{pz,y} = \frac{\sigma_y / \sqrt{3}}{G} \quad (5.3)$$

en donde $V_{pz,y}$ y $\gamma_{pz,y}$ son la fuerza cortante de la zona de panel y distorsión por cortante en el punto de fluencia, respectivamente. El cortante ultimo de la zona de panel, $V_{pz,u}$ se asumió que ocurre a una deformación de $4\gamma_{pz,y}$. σ_y es el esfuerzo de fluencia del material de la columna y d_b , d_c , t_w , t_{cf} , t_{dp} y b_c son el peralte de la viga, peralte de la columna, espesor del alma de la viga, espesor del ala de la columna, espesor total de la doble placa y el ancho de la columna, respectivamente. La Figura

5.7(b) muestra el comportamiento cíclico de la zona de panel para distorsiones superiores a $4 \gamma_{pz,y}$.

El modelo de Krawinkler no da recomendaciones para la rigidez de la zona de panel cuando la distorsión por cortante es mayor que cuatro veces la distorsión de fluencia ($4\gamma_{pz,y}$). Por consiguiente, la rigidez de la zona de panel para distorsiones superiores a $4\gamma_{pz,y}$, se la asume con un valor igual a 0.04 veces la rigidez inicial de la zona de panel.

La relación fuerza cortante-deformación por cortante descrito anteriormente se transforma a la relación momento-rotación así:

$$M_{pzs} = V_{pz} h_{pz} \quad (5.4)$$

$$\theta_{pz} = \gamma_{pz} \quad (5.5)$$

en donde M_{pzs} es el momento en los dos resortes que son usados para modelar la flexibilidad de la zona de panel, θ_{pz} es la rotación del resorte (ver Figura 5.4) y h_{pz} es la altura de la zona de panel.

La Figura 5.8 presenta el modelo DRAIN de la zona de panel y el diagrama de cortante para la columna y zona de panel de un cruciforme viga-columna. Generalmente, la zona de panel está simultáneamente sometida a fuerzas axiales, cortantes y momentos de las columnas y vigas, tal como se puede ver en la Figura 5.8(b). Por equilibrio horizontal se obtiene que,

$$V_{pz} = \frac{M_R + M_L}{h_{pz}} - V_T \quad (5.6a)$$

$$V_{pz} = \frac{M_R + M_L}{h_{pz}} - V_B \quad (5.6b)$$

en donde V_{pz} , M_R , M_L , V_T , V_B y h_{pz} son la fuerza cortante de la zona de panel, el momento de la viga en el lado derecho de la columna, el momento en el lado izquierdo de la columna, el cortante de la columna sobre la zona de panel, el cortante de la columna debajo de la zona de panel y la altura de la zona de panel, respectivamente. Si las Ecuaciones 5.6(a) y 5.6(b) se suman y a la ecuación resultante se la divide para 2, la fuerza cortante para la zona de panel puede expresarse así

$$V_{pz} = \frac{M_R + M_L}{h_{pz}} - \frac{V_B + V_T}{2} \quad (\text{conexión interior}) \quad (5.7a)$$

Siguiendo el mismo procedimiento para una zona de panel con solo una viga al lado izquierdo de la unión, el cortante de la zona de panel es

$$V_{pz} = \frac{M_L}{h_{pz}} - \frac{V_B + V_T}{2} \quad (\text{conexión exterior}) \quad (5.7b)$$

Las Ecuaciones 5.7(a) y 5.7(b) son muy similares a las ecuaciones dadas por la teoría tradicional de la zona de panel. Herrera (2004) demostró que el cortante de la zona de panel está relacionado al momento en los dos resortes usados para modelar la flexibilidad de la zona de panel (ver Figuras 5.4 y 5.8(b)), M_{pzs} , tal como se indica en la Ecuación 5.4.

Si la Ecuación 5.4 se sustituye en las Ecuaciones 5.7a y 5.7b, es posible obtener una expresión M_{pzs} para las conexiones interiores y exteriores

$$M_{pzs} = M_R + M_L - (V_B + V_T)h_{pz}/2 \quad (\text{conexión interior}) \quad (5.8a)$$

$$M_{pzs} = M_L - (V_B + V_T) h_{pz} / 2 \quad (\text{conexión exterior}) \quad (5.8b)$$

El modelo de zona de panel usado en este análisis, modela correctamente el comportamiento de una CPEF interior, pero no modela el comportamiento real de una CPEF exterior. Los siguientes argumentos justifican este enunciado.

Las Figuras 5.9(a) y 5.9 (b) muestran la configuración deformada de una CPEF interior y el diagrama de cuerpo libre en el límite exterior de la zona de panel, respectivamente. Tal como se discutió en el Capítulo 3, el momento desarrollado en una CPEF puede ser determinado usando la Ecuación 3.14a, la cual se repite a continuación

$$M = (d_1 - d_2)F_f + Cd_2 \quad (3.14a)$$

en donde F_f es la fuerza de fricción máxima, C es la fuerza de contacto, d_1 y d_2 son las distancias de la fuerza de contacto a la línea de acción de F_f y al centroide de la viga, respectivamente, tal como se puede ver en la Figura 3.2. Debido a que d_2 es igual a $h_{pz}/2$ y permitiendo que d_1 sea igual a h_{pz} (es una aproximación cercana) y si C_L y C_R son sustituidos en la Ecuación 3.14a, los momentos en la izquierda y derecha de las vigas pueden ser expresados así

$$M_L = (F_f + C_L) \frac{h_{pz}}{2} \quad (5.9a)$$

$$M_R = (F_f + C_R) \frac{h_{pz}}{2} \quad (5.9b)$$

De la Ecuación 5.9, C_L y C_R pueden ser escritos así

$$C_L = \frac{2M_L}{h_{pz}} - F_f \quad (5.10a)$$

$$C_R = \frac{2M_R}{h_{pz}} - F_f \quad (5.10b)$$

Por equilibrio se determina que,

$$V_{pz} = \frac{2M_R}{h_{pz}} - V_T \quad (5.11a)$$

$$V_{pz} = \frac{2M_L}{h_{pz}} - V_B \quad (5.11b)$$

Si las Ecuaciones 5.11(a) y (b) se suman y la ecuación resultante se divide para 2, el cortante en la zona de panel de una CPEF interior es

$$V_{pz} = \frac{M_R + M_L}{h_{pz}} - \frac{V_B + V_T}{2} \quad (CPEF \text{ interior}) \quad (5.12)$$

Se puede ver que la Ecuación 5.12 es igual a la Ecuación 5.7(a), lo que indica que el modelo DRAIN de la zona de panel interpreta correctamente el cortante de la zona de panel en una CPEF interior.

Las Figuras 5.10(a) y 5.10(b) muestran la configuración deformada de una CPEF exterior y el diagrama de cuerpo libre en el límite exterior de la zona de panel, considerando que solo existe un torón localizado en el centroide de la zona de panel (modelo DRAIN-2DX). Tal como se puede ver en la Figura 5.10(a), el comportamiento real de la zona de panel exterior es complicado debido al anclaje de los torones, los cuales producen una distribución de fuerzas cortantes no uniforme a

través del peralte de la zona de panel (ver Figura 5.10(c)). Además, las placas rigidizadoras se añaden a la zona de panel para resistir las grandes fuerzas concentradas producidas por los anclajes. Estos rigidizadores hacen que la rigidez y resistencia de una zona de panel exterior sea difícil de estimar y modelar. Debido a la falta de datos experimentales para las zonas de panel exterior de CPEF, se decidió diseñar las zonas de panel exteriores para que permanezcan elásticas y que el modelo DRAIN a usarse para las zonas de panel exteriores sea el mismo que el usado para zonas de panel interiores. Este modelo permite obtener la fuerza cortante promedio en la zona de panel exterior, tal como se explicará a continuación.

El momento desarrollado en la viga (ver Figura 5.10(b)) puede determinarse así

$$M_L = (F_f + C_L) \frac{h_{pz}}{2} \quad (5.13)$$

C_L puede determinarse con la siguiente expresión

$$C_L = \frac{2M_L}{h_{pz}} - F_f \quad (5.14)$$

En el modelo del pórtico PARM-TR Rehabilitado con CPEF, se utiliza un solo torón paralelo al centroide de la viga. Por esta razón, la fuerza de postensado, T , también se considera que actúa en el centroide de la zona de panel (ver Figura 5.10(b)). La Figura 5.10(d) muestra el diagrama de fuerzas cortantes cuando se usa un torón. Por equilibrio, se obtiene que

$$V_{pz, \min} = V_T - F_f \quad (5.15a)$$

$$V_{pz,max} = C_L - V_B = 2 \frac{M_L}{h_{pz}} - F_f - V_B \quad (5.15b)$$

$$V_{pz,max} = T + F_f - V_T \quad (5.15c)$$

en donde $V_{pz,min}$ y $V_{pz,max}$ son los cortantes mínimo y máximo de la zona de panel, respectivamente, los que aparecen debido a la presencia de la fuerza de postensado, T. Si se suman los términos de las Ecuaciones 5.15(b) y (c) y la resultante de la ecuación se divide para 2, el cortante máximo en la zona de panel exterior de una CPEF es

$$V_{pz} = \frac{M_L}{h_{pz}} - \frac{V_B + V_T}{2} + \frac{T}{2} \quad (CPEF \text{ exterior}) \quad (5.16)$$

Se puede ver que la Ecuación 5.16 difiere de la Ecuación 5.7(b) en T/2 lo cual indica que el modelo DRAIN de la zona de panel exterior subestima el cortante máximo de la zona de panel para una CPEF exterior. A partir de la Figura 5.10(d) y comparando las Ecuaciones 5.7(b) y 5.16, se puede ver que el modelo DRAIN resulta en un valor promedio (de $V_{pz,min}$ y $V_{pz,max}$) para la zona de panel exterior.

5.2.3 Modelo del Subsuelo

El presente estudio asume que el edificio tiene un subsuelo, tal como se observa en la elevación del pórtico prototipo en la Figura 5.11. Se usaron resortes rotacionales en lugar de modelar los elementos estructurales del subsuelo. Al nivel de planta baja, la rigidez flexionante del subsuelo, K_{bsmt} , se estima así

$$K_{bsmt} = \frac{8EI_{bm}}{L} + \frac{3EI_{col}}{h_{bsmt}} \quad (5.17)$$

en donde I_{bm} es el momento de inercia de la viga al nivel de planta baja, I_{col} es el momento de inercia de la columna bajo el nivel de planta baja, L es la longitud de

edificio (30 feet) y h_{bsmt} la altura del subsuelo. Secciones W18x86 y W14x426 fueron seleccionadas de acuerdo con las combinaciones de carga del IBC 2000 para las vigas de la planta baja y las columnas bajo este nivel, respectivamente. Así, K_{bsmt} es aproximadamente es igual a 5×10^6 k-in. Los resortes rotacionales del subsuelo fueron modelados de tal forma que permanezcan siempre elásticamente.

5.2.4 Modelo de Columna Gravitacional

Se colocó una columna gravitacional a un lado del pórtico rehabilitado tal como se muestra en la Figura 5.3, la cual transmite la carga gravitacional tributaria interior para poder modelar los efectos P- Δ . La carga gravitacional tributaria interior es la carga a gravedad del área tributaria de los pórticos gravitacionales (ver Figura 5.1(a)), la cual será colocada en el modelo PARM-TR Rehabilitado, excluyendo la carga a gravedad que es directamente resistida por el PARM.

Para modelar la columna gravitacional se utiliza el elemento de articulación plástica viga-columna. La rigidez flexionante y axial asignada a la columna gravitacional es igual a la suma de las rigideces flexionantes y axiales de las columnas de los pórticos gravitacionales del edificio que dependen del PARM para resistir carga lateral. La columna gravitacional es continua con un apoyo articulado al nivel de planta baja. Los grados de libertad de la columna gravitacional son esclavos de los grados de libertad de las columnas centrales (ver Figura 5.3).

En el análisis, los efectos P- Δ son considerados: (1) incluyendo la matriz de rigidez en el análisis y (2) colocando las cargas tributarias interiores de gravedad sobre la columna gravitacional.

5.2.5 Modelo de la Masa del Edificio y Vigas Colectoras

La masa considerada en el análisis dinámico es el peso sísmico, W , dividido para la aceleración de la gravedad, g . W se lo calcula de acuerdo con las provisiones del IBC 2000 (ICC 2000). Los valores respectivos para estas cargas se presentan en la Tabla 5.1. Debido a que dos PARM-TR Rehabilitados resisten la carga sísmica lateral total en una dirección, a cada piso se le colocó la mitad de la masa total del piso en la columna gravitacional, tal como se muestra en la Figura 5.3. Los desplazamientos de las masas de piso durante el análisis dinámico representan los desplazamientos de piso en el sistema gravitacional, Δ_{piso} .

Las fuerzas de inercia producidas por las masas en la columna gravitacional son transferidas al PARM-TR Rehabilitado con CPEF mediante el elemento de conexión simple que modela la resistencia y rigidez de cada viga colectora. Estos elementos son etiquetados como *elementos de vigas colectoras* (ver Figura 5.3). Este modelo característico representa el comportamiento de una estructura que usa pórticos postensados en donde debe ocurrir la interacción entre los pórticos rehabilitados con CPEF y el sistema gravitacional.

En el modelo, la viga colectora fluye con una fuerza f_p correspondiente a una articulación plástica, formando un “apoyo articulado” de la viga colectora (ver Figura

4.9). Haciendo referencia a la Figura 4.9, $f_p = M_{cb,p}/b$, en donde $M_{cb,p}$ es la capacidad a momento plástico de la viga colectora (flexión alrededor del eje correspondiente).

5.2.6 Aislamiento del Postensado Inicial del Pórtico con Conexiones Postensadas y Elementos de Fricción.

El proceso de postensado produce grandes fuerzas de compresión en las vigas, las cuales causan que las vigas se acorten. La secuencia constructiva de una CPEF asume que las vigas son postensadas antes de fundir la losa, lapso durante el cual el diafragma de piso es muy flexible. Por tanto, el postensado inicial de las vigas no debería crear fuerzas iniciales en los elementos de vigas colectoras del modelo.

Las fuerzas de postensado inicial son aplicadas al pórtico PARM-TR Rehabilitado con CPEF mediante el uso de elementos de *conexión* (Prakash et al. 1993) tal como se muestra en la Figura 5.3. Básicamente, los elementos de conexión a compresión y tensión tienen una abertura inicial y hasta que la abertura se cierre, la rigidez de estos elementos es cero. En el modelo, la abertura fue igual al acortamiento de los dos tramos interiores (después de aplicado el postensado inicial). Después del segmento de análisis correspondiente al postensado, se aplicó una gran “fuerza de apriete” para asegurar que la abertura no se abra mientras el pórtico es cargado lateralmente. La rigidez axial de los elementos de conexión (cuando se cierran) fue mucho mayor con relación a la rigidez de la viga colectora para que los desplazamientos relativos en cada piso entre el pórtico y la columna gravitacional ocurran en el elemento de viga colectora.

5.2.7 Propiedades de los Materiales y Cargas Gravitacionales

Las propiedades de los materiales para las vigas y columnas de una CPEF se basan en los valores promedios para acero A992 reportados por Dexter et al. (2000). Este reporte indica una media del esfuerzo de fluencia de 55.8 Ksi. (385 MPa.) y un esfuerzo ultimo de 73.3 Ksi. (505 MPa.) para el alma y alas de vigas y columnas. Se utilizó para todos los elementos de acero un modulo de elasticidad, E , de 29,000 Ksi. (200 000 MPa.). La Figura 5.12 presenta un aproximación tri-lineal de la relación esfuerzo-deformación usada para el modelo del PARM-TR Rehabilitado comparada con la relación promedio de esfuerzo-deformación obtenida por Dexter.

Las propiedades esfuerzo-deformación a compresión de la placa de refuerzo en el elemento de abertura (G4 en Figura 5.4) fueron mantenidas elásticas. Cuando se utilizan propiedades esfuerzo-deformación inelásticas el modelo no converge. Las propiedades esfuerzo-deformación de la placa de refuerzo en los elementos de viga (G3 en Figura 5.4) fueron las explicadas en el párrafo anterior.

En el modelo, se asume que los torones fluyen a 250 Ksi. (1724 MPa.). Este es un valor conservador obtenido de los resultados experimentales desarrollados por Garlock. El módulo de endurecimiento por deformación, E_{sh} , se asume que sea igual a $0.007E$.

Las cargas gravitacionales aplicadas al PARM-TR rehabilitado y a la columna gravitacional son:

1. Cargas muertas presentadas en la Tabla 5.1, más

2. 20 psf (959 N/m²) de cargas de paredes, más
3. 25% de cargas viva de oficinas (excluyendo las cargas de las paredes)
presentadas en la Tabla 5.2.

Todas las cargas son no factoradas.

5.2.8 Intervalo de Tiempo de Integración para el Análisis Dinámico

En un análisis dinámico, las ecuaciones de movimiento se resuelven usando la integración evento a evento con un intervalo de tiempo de integración, Δt . El intervalo de tiempo usado en este estudio es de 0.0025 segundos. Este intervalo de tiempo fue escogido analizando el pórtico prototipo ante un sismo severo, para Δt igual a 0.005, 0.0025 y 0.001 segundos. Todos los análisis convergieron. Sin embargo, el análisis con Δt igual a 0.005 segundos tuvo una mayor energía no-balanceada que los otros dos análisis; mientras que para el análisis con Δt igual a 0.0025 y 0.001 segundos, se observaron diferencias despreciables en la energía no-balanceada de respuesta. El diferencial de tiempo escogido corresponde a 1/64 veces el período del sexto modo del pórtico.

5.3 REGISTRO DE ACELERACIONES

De acuerdo a FEMA-350 (SAC 2000), los sismos a usar deben ser caracterizados por series de registros de aceleraciones y de acuerdo al nivel de riesgo apropiado para los objetivos de desempeño deseados. Un mínimo de tres pares de registros de aceleraciones deben usarse según FEMA-350 para el caso de edificios modelados tridimensionalmente.

Los niveles de riesgo y los objetivos de desempeño deseados fueron seleccionados de acuerdo a los objetivos de diseño por desempeño presentados en el Capítulo 4. Para este estudio, los dos niveles de riesgo utilizados corresponden al Sismo de Diseño (DBE) y al Sismo Considerado Máximo (MCE); los niveles de desempeño deseados son el de Ocupación Inmediata (ante sismos DBE) y el de Prevención del Colapso (ante sismos MCE), los cuales son aplicados para el PARM-TR Rehabilitado con CPEF. Para el caso del pórtico con conexiones totalmente restringidas (PARM-TR), se utilizó el nivel de Seguridad de Vida en lugar del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

En esta investigación, se decidió usar un número de ocho registros acelerográficos, los mismos que fueron usados por Rojas 2003 para desarrollar los análisis dinámicos no-lineales para PARM-CPEF en edificios nuevos y PARM-TR (ver más detalles en Rojas 2003).

La Tabla 5.3 presenta la información general de los sismos naturales seleccionados de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) y del SAC (SAC, 1997), en la cual se incluye el nombre del terremoto, el nombre de la estación, componente del registro, tipo de suelo, la magnitud y la distancia, D , a la zona de falla.

5.3.1 ESPECTRO DE RESPUESTA Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN SELECCIONADOS.

Los registros de aceleración del PEER y el artificial fueron escogidos principalmente para estudiar la respuesta sísmica de los pórticos prototipo bajo registros de aceleración en forma espectral (pseudo-aceleración) similar a el espectro de diseño del IBC-2000. La Figura 5.13 presenta el espectro de respuesta para los registros de aceleración y el espectro del IBC para ambos niveles sísmicos (DBE y MCE). El período fundamental (T_1) y el período del segundo modo (T_2) para ambos pórticos (PARM-TR y PARM-TR Rehabilitado) son marcados en la figura. Como se puede ver en esta figura, la forma espectral de estos registros de aceleración es similar a la forma del espectro IBC para períodos mayores a 0.9 segundos.

La Tabla 5.4 presenta las características de los sismos seleccionados a partir de base de datos del PEER, SAC y el sismo artificial (Garlock 2002), escalados al nivel DBE. Los valores máximos correspondientes en cada categoría se encuentran en negrilla. El procedimiento usado para escalar los sismos fue el desarrollado por Somerville (1997). El sismo artificial fue generado por Garlock mediante el programa SIMQKE (Gasparini y Vanmarke, 1976). Los sismos fueron escalados a un nivel compatible con el 5% de amortiguamiento del espectro de diseño del IBC 2000 (ICC 2000) y de esta forma obtener el Sismo de Diseño (DBE). Los sismos DBE fueron multiplicados por 1.5 para obtener el nivel sísmico MCE, lo que resulta consistente con las definiciones de DBE y MCE dadas en el Capítulo 4. A partir de esta tabla, se puede observar que los registros de aceleración Gilroy y Tarzana son los más severos, ya que cada uno de ellos tiene cinco y seis parámetros máximos,

respectivamente. Por el contrario, los registros de aceleración Artificial y Chi-Chi son los menos severos, ya que cada uno de ellos tiene solamente un parámetro máximo. Los otros registros tienen entre dos y cuatro parámetros máximos.

5.4 DESEMPEÑO SÍSMICO DE PARM-TR Y PARM-TR REHABILITADO

El Capítulo 4 define el diseño sísmico basado en el desempeño propuesto para PARM-TR Rehabilitado con CPEF. De la misma manera, FEMA-350 (SAC 2000) presenta un método de diseño basado en desempeño para PARM-TR, tal como se observa en las Tablas 4.1, 4.2 y Figura 4.1. Un diseño basado en desempeño consiste en establecer uno o más niveles de desempeño sísmico con los correspondientes niveles sísmicos.

Los niveles de desempeño sísmico para PARM-TR Rehabilitados con CPEF considerados en esta investigación son el de Ocupación Inmediata y el de Prevención del Colapso (tal como en el caso de PARM-CPEF para edificaciones nuevas). Los objetivos de diseño para pórticos con CPEF requieren daño bajo Sismo de Diseño (DBE) conforme al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (OI) y daño ante Sismo Considerado Máximo (MCE) conforme al nivel de desempeño de Prevención del Colapso (PC); mientras que los niveles de desempeño sísmico considerados para pórticos TR (Grupo de Uso Sísmico I) por FEMA-350 son el de Seguridad de Vida y Prevención del Colapso, tal como se muestra en la Figura 4.1. Los objetivos de diseño para pórticos TR requieren daño ante Sismos DBE conforme al nivel de

desempeño de Seguridad de Vida (SV) y daño ante Sismos MCE conforme al nivel de desempeño de Prevención del Colapso (PC).

La Tabla 5.5(a) compara las definiciones para los niveles de OI y PC para los PARM TR y TR Rehabilitado con CPEF. Los niveles de desempeño para pórticos TR fueron tomados de la Tabla 4.2 (los que a su vez fueron tomados de FEMA-350), mientras que los niveles de desempeño para los pórticos CPEF son tomados del Capítulo 4 (ver Figura 4.6(b)). Debido a que FEMA-350 no presenta una definición para el nivel de Seguridad de Vida, se usó como referencia la definición de este nivel dada por FEMA-273 (ATC 1997). El nivel de desempeño de SV se define como un estado de desempeño en donde daño significativo ha ocurrido, pero existe un mínimo margen de seguridad con respecto al colapso parcial o total. La Tabla 5.5(b) presenta la definición para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida de acuerdo a FEMA-273. De las Tablas 5(a) y 5(b) se observa lo siguiente:

- Para los pórticos TR se permite un mayor daño en la viga que para pórticos CPEF ante los niveles de desempeño OI y PC;
- En las columnas de ambos pórticos no se permite daño ante el nivel de desempeño de OI, mientras que si se permite para el nivel de PC;
- El daño en las conexiones se permite en los pórticos TR en los niveles OI y PC. Sin embargo, para el pórtico Rehabilitado las definiciones de OI y PC no permiten daño en los dispositivos de fricción y los torones deben permanecer elásticos.
- La distorsión en zonas de panel se permite para los pórticos TR; mientras que para el pórtico Rehabilitado, el diseñador selecciona la extensión del daño

mediante la selección de C_y (ver Sección 4.7.11) ante los niveles de desempeño OI y PC.

- Derivas residuales de entrepiso significantes se permiten en los niveles OI y PC para los pórticos TR. Para los pórticos CPEF, debido a la limitación del daño estructural y a los requerimientos de que los torones permanezcan elásticos en los niveles OI y PC, se anticipan valores despreciables de derivas residuales de entrepiso o la no existencia de ellas; y
- La definición del nivel de SV dada en la Tabla 5.5(b) muestra que la magnitud del daño de los pórticos TR se encuentra entre los daños permitidos por los niveles de desempeño OI y PC.

Las definiciones de los niveles de desempeño sísmico dadas por FEMA-350 y FEMA-273 son muy generales; ya que expresiones como distorsiones moderadas, severas, considerable; grandes derivas residuales de entrepiso, etc.; resultan ser vagos indicadores de la magnitud del daño en un PARM-TR. Por lo tanto, se puede concluir que la evaluación del desempeño sísmico ante los niveles DBE y MCE no es exacta.

5.5 PÓRTICOS PROTOTIPO TR Y TR REHABILITADO

Los pórticos resistentes a momento a ser usados en esta investigación tienen 6 pisos y 4 tramos, tal como se muestra en la Figura 5.1. Los pórticos TR y TR Rehabilitado tienen la misma geometría (i.e., alturas de entrepiso, longitud de los tramos, números de pisos, iguales secciones de vigas y columnas, etc.); la diferencia

radica en incluir conexiones postensadas con elementos de fricción al modelo del PARM-TR investigado por Rojas (2003) a fin de rehabilitarlo.

5.5.1 Descripción del Pórtico Prototipo

Las secciones de las vigas y columnas de PARM-TR (y del PARM-TR Rehabilitado) se muestran en la Figura 5.1(b); éstas fueron diseñadas por Garlock (2002) utilizando el IBC 2000 (ICC 2000) y las Recomendaciones Sísmicas del AISC (AISC 1997). Las secciones de las vigas, columnas y los espesores de las doble placas (t_{dp}) se presentan en la Tabla 5.6.

Uno de los primeros pasos en el diseño de pórticos TR y TR Rehabilitado con CPEF, es desarrollar un análisis elástico usando el procedimiento de fuerzas laterales equivalentes basado en el código. Es necesario resaltar que el análisis elástico de un pórtico TR con CPEF se realiza con un modelo simplificado, el cual omite muchos detalles de la conexión como los torones PT, los dispositivos de fricción y las cubreplacas. Si bien es cierto esto no es completamente correcto, el procedimiento de diseño desarrollado por Garlock (2002) para PARM con CPT y Rojas (2003) para PARM con CPEF (ver Figura 4.14) toma ya en cuenta estos aspectos. Por lo tanto, como las secciones de vigas y columnas de los pórticos TR y TR Rehabilitado son las mismas, los resultados del análisis elástico para el pórtico TR fueron asumidos ser iguales a los del pórtico TR rehabilitado. Los resultados del análisis elástico se muestran en la Tabla 5.7 en donde:

M_{des} = momento de diseño en la cara de la columna obtenido a partir del procedimiento de fuerzas laterales equivalentes con el cortante basal

de diseño igual a V_{des} . M_{des} es tomado como el mayor momento desarrollado en cada conexión por piso;

$M_{p,n}$ = capacidad a momento plástico de la sección de la viga usando valores nominales de esfuerzo de fluencia y módulo plástico de la sección;

θ = deriva de entrepiso, basado en el factor amplificador de deflexión C_d , como un porcentaje de la altura de piso h_x ;

T_1 = período fundamental;

T_{des} = período de diseño usado para estimar el cortante basal de diseño, V_{des} ;

$K_{f\Delta}$ = rigidez lateral elástica del pórtico calculada como la variación del cortante basal dividido para la variación en el desplazamiento total en el centro de masa;

Δ_{el-des} = desplazamiento total correspondiente al cortante basal de diseño, V_{des} ;

$\Delta_{total,DBE}$ = desplazamiento total estimado para el Sismo de Diseño (DBE); calculado según la ecuación presentada en la Tabla 4.3 y

$\Delta_{total,MCE}$ = desplazamiento total estimado para el Sismo Considerado Máximo (MCE); calculado según la ecuación presentada en la Tabla 4.3.

5.6 ANÁLISIS ESTÁTICO LATERAL

5.6.1 Rigidez y Sobrerresistencia de Pórticos

Se realizó un análisis no-lineal estático para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF mediante el programa de computación DRAIN-2DX. La técnica utilizada para este análisis es conocida con el nombre de “pushover” (empuje). Los resultados de este análisis se compararon con aquellos obtenidos del análisis no-lineal estático para

el pórtico TR (Rojas 2003). La Tabla 5.9 presenta un resumen de los resultados obtenidos del análisis no-lineal estático lateral para ambos pórticos. Comparando los resultados del análisis no-lineal estático con los resultados obtenidos del análisis elástico mostrado en la Tabla 5.7, se puede observar que la rigidez inicial ($K_{f\Delta}$) del pórtico TR es aproximadamente igual para ambos modelos; esto es, el modelo elástico simple y el modelo no-lineal más sofisticado desarrollado con DRAIN. Sin embargo, la rigidez inicial del pórtico TR Rehabilitado con CPEF es significativamente menor para el modelo elástico simple que para el modelo no-lineal más sofisticado desarrollado con DRAIN-2DX, debido a que el modelo elástico simple no incluye las cubreplacas en las alas de la viga, las cuales le proporcionan más rigidez al pórtico. La Tabla 5.9 también presenta los valores de los desplazamientos totales en correspondencia con el cortante basal de diseño y los cortantes en los niveles DBE y MCE (Δ_{el-des} , $\Delta_{total,DBE}$ y $\Delta_{total,MCE}$, respectivamente) para ambos pórticos.

La Figura 5.14 presenta la respuesta entre el cortante basal normalizado y la deriva total de los pórticos prototipo TR y TR Rehabilitado con CPEF. Se puede observar que la rigidez inicial del pórtico Rehabilitado es mayor que la del pórtico con conexiones soldadas. Esto se debe a la adición de cubreplacas en los pórticos Rehabilitados con CPEF.

Las derivas totales estimadas para ambos pórticos en los niveles DBE y MCE ($\theta_{total,DBE}$ y $\theta_{total,MCE}$, respectivamente), las cuales se calculan por medio de las ecuaciones presentadas en la Tabla 4.3, se indican en la Figura 5.14 y se presentan en

la Tabla 5.9. Se puede observar que estos valores para el pórtico TR son considerablemente mayores que para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF. La Figura 5.14 muestra que el pórtico TR tiene mayor sobrerresistencia que el pórtico Rehabilitado. El factor de sobrerresistencia para el nivel DBE (Ω_{DBE}) es menor que el factor de sobrerresistencia para el nivel MCE (Ω_{MCE}) para el pórtico Rehabilitado (ver Tabla 5.9). Sin embargo, Ω_{DBE} y Ω_{MCE} para el pórtico prototipo TR resultan ser prácticamente iguales (3.13 y 3.10, respectivamente), las cuales son muy similares al valor que indica el código de edificaciones IBC 2000 (ICC 2000) para pórticos especiales de acero resistentes a momento, el cual corresponde a un valor igual a 3.0. La Tabla 5.9 indica que los factores de sobrerresistencia para el pórtico TR, a los niveles DBE y MCE son mayores en 1.36 y 1.22 veces que los factores de sobrerresistencia del pórtico Rehabilitado con CPEF.

La Tabla 5.9 también presenta la sobrerresistencia en el instante en que ocurre la primera fluencia, Ω_y y la sobrerresistencia al 5% de deriva total, Ω_{MAX} , para ambos pórticos. Tal como se observa en la tabla, Ω_y y Ω_{MAX} para el pórtico TR son mayores en 12% y en un 26%, respectivamente, que para el pórtico TR Rehabilitado. Además, la Tabla 5.9 incluye los valores de V_y , V_{DBE} , V_{MCE} y V_{MAX} normalizados para el peso muerto sísmico, W , del pórtico, en donde V_y es cortante basal en el instante en que ocurre la primera fluencia, V_{DBE} y V_{MCE} son los cortantes basales a los niveles DBE y MCE, respectivamente y V_{MAX} es el cortante basal al 5% de la deriva total. Asimismo, se presentan la derivas máximas totales y de entrepiso en el instante en que ocurre la primera fluencia ($\theta_{total,y}$ y θ_y), al nivel DBE ($\theta_{total,DBE}$ y θ_{DBE}), al nivel MCE ($\theta_{total,MCE}$ y θ_{MCE}) y al 5% de la deriva total ($\theta_{total,MAX}$ y θ_{MAX}).

La Figura 5.15 muestra la gráfica de la distribución de cortantes de entrepiso normalizados a lo largo de la altura del edificio (al 5% de la deriva total) para los pórticos TR y TR Rehabilitado; en la cual se compara la distribución de cortantes de entrepiso normalizados de los pórticos prototipo con la distribución indicada por el código IBC 2000 (ICC 2000). Se puede ver que el pórtico TR desarrolla mayores cortantes de entrepiso normalizados que el pórtico TR Rehabilitado con CPEF. Los cortantes de entrepiso normalizados para ambos pórticos son mayores que los dados por el IBC 2000, debido a la sobrerresistencia del pórtico.

5.6.2 Estados Límites de Pórticos

La Figura 5.16 grafica el cortante basal normalizado-deriva total ($V/W - \theta_{total}$) para los pórticos TR y TR Rehabilitado, en la cual se señala el inicio de cada estado límite que ocurre en ambos pórticos. A partir de esta gráfica, se puede observar que la descompresión en el pórtico TR Rehabilitado con CPEF se inició para un cortante basal de $0.048W$ ($\theta_{total} = 0.23\%$), mientras que la primera fluencia en el pórtico Rehabilitado ocurre en las columnas de la planta baja al nivel del suelo cuando el cortante basal es $0.12W$ y θ_{total} es 1.35% . Para el pórtico TR (Rojas 2003), la primera fluencia ocurre en una de las vigas localizadas en el primer piso cuando el cortante basal es de $0.134W$ y θ_{total} es 0.95% . La fluencia de las columnas de la planta baja al nivel del suelo y la fluencia en la zona de panel ocurre en el pórtico TR cuando el cortante basal es alrededor de 0.17 (correspondiente a θ_{total} de 1.2%).

El comienzo de una reducción significativa en la rigidez lateral de pórtico TR ocurre para un cortante basal normalizado de 0.20 cuando θ_{total} es alrededor del 1.5% ,

mientras que para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF esto ocurre aproximadamente cuando el cortante basal es de $0.091W$ ($\theta_{\text{total}} = 0.52\%$) debido al desarrollo de abertura en algunas conexiones. La primera fluencia a compresión de la viga al final de la placa de refuerzo para el pórtico TR Rehabilitado comienza cuando θ_{total} es del 1.97% . Las zonas de panel se mantuvieron esencialmente elásticas, mientras que los torones no experimentan comportamiento inelástico. La primera ocurrencia de pandeo local en el pórtico TR ocurre en una de las vigas localizadas en el primer piso, cuando el cortante basal es de $0.206W$ y θ_{total} es 4.9% . A una deriva total del 5% , el pórtico original PARM-TR posee un 26% más de resistencia que el PARM-TR Rehabilitado.

5.6.3 Desplazamiento de Piso y Deriva de Entrepiso

La Figura 5.17(a) presenta los desplazamientos de piso del edificio (a una deriva total del 5%) para los pórticos TR y TR Rehabilitado en donde se puede observar que estos desplazamientos son muy similares en ambos pórticos. La Figura 5.17(b) muestra las derivas de entrepiso, las cuales también son muy similares en ambos pórticos. Sin embargo, el pórtico TR presenta menores derivas de entrepiso que el pórtico TR Rehabilitado en los tres pisos inferiores y viceversa en los tres últimos pisos.

5.7 RESPUESTA SÍSMICA

Se desarrollaron análisis dinámicos no-lineales con registros de aceleraciones escalados a los niveles sísmicos DBE y MCE para los pórticos TR y TR Rehabilitado con CPEF. Los registros de aceleraciones usados en este análisis se describen en la

Sección 5.3. Debido a que se usan ocho registros de aceleraciones para los análisis, la respuesta de ambos pórticos se presenta en términos estadísticos de la media, m y la media más una desviación estándar, $m+\sigma$, en donde los resultados de $m+\sigma$ corresponden aproximadamente al 84^{avo} percentil, asumiendo una distribución logarítmica normal.

5.7.1 Respuesta Sísmica Global

5.7.1.1 Desplazamiento y Deriva del Último Piso

Las Tablas 5.10(a) y 5.10(b) presentan las magnitudes máximas de desplazamiento total (Δ_{total}) y deriva total (θ_{total}) de cada análisis para los pórticos TR y TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. θ_{total} está expresado como un porcentaje de la altura del edificio (h_f). Además, se incluyen los valores de m y $m+\sigma$ correspondientes. Se puede ver que los valores máximos para Δ_{total} y para θ_{total} , son similares en algunos de los casos para ambos pórticos. Esta similitud puede también observarse cuando se comparan los valores de m y $m+\sigma$ correspondientes a estos parámetros para ambos pórticos en ambos niveles de sismicidad. Para los registros escalados a nivel DBE (ver Tabla 5.10(a)), la m y $m+\sigma$ de la deriva total máxima para el pórtico TR Rehabilitado son de 1.97% y 2.46%, respectivamente; mientras que para el pórtico TR son de 1.91% y 2.19%, respectivamente. Para los registros escalados a nivel MCE (ver Tabla 5.10(b)), la m y $m+\sigma$ de la deriva de total para el pórtico Rehabilitado son de 2.91% y 3.74%, respectivamente; mientras que para el pórtico TR son de 2.47% y 3.04%, respectivamente.

De lo discutido previamente, se puede concluir que estadísticamente el pórtico Rehabilitado con CPEF tiene derivas totales ligeramente mayores que el pórtico TR a los niveles DBE y MCE. Las Figuras 5.18(a) y 5.18(b) muestran los desplazamientos máximos de piso para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleración Canoga a los niveles DBE y MCE, respectivamente. El pórtico TR Rehabilitado tiene desplazamientos máximos de piso mayores que el pórtico TR en algunos de los pisos.

5.7.1.2 Derivas de Entrepiso

Las Figuras 5.19(a) y 5.19(b) muestran la m y $m+\sigma$ para las derivas máximas de entrepiso, θ , obtenidas del análisis con registro de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente, para los pórticos TR y TR Rehabilitado. Se puede observar que los resultados estadísticos en ambos pórticos son similares en especial al nivel DBE. Las derivas obtenidas para el pórtico TR son mayores que para el pórtico TR Rehabilitado en los pisos superiores, mientras que en los pisos inferiores el pórtico TR Rehabilitado presenta derivas mayores que el pórtico TR para ambos niveles sísmicos.

Las Tablas 5.10(a) y 5.10(b) presentan las magnitudes máximas de derivas de entrepiso (θ) para el análisis con registros de aceleraciones de los pórticos TR y TR Rehabilitado con CPEF a los niveles DBE y MCE, respectivamente. θ se expresa como un porcentaje de la altura de entrepiso (h_x). Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ para θ . Se puede observar que al nivel DBE (ver Tabla 5.10(a)), los valores máximos de m y $m+\sigma$ de deriva máxima de entrepiso para el

pórtico TR Rehabilitado son de 2.75% y 3.60%, respectivamente; mientras que para el pórtico TR son del 2.52% y 2.95%, respectivamente. Para el nivel MCE (ver Tabla 5.10(b)), los valores máximos de m y $m+\sigma$ de deriva máxima de entrepiso para el pórtico TR Rehabilitado son de 4.24% y 5.35%, respectivamente; mientras que para el pórtico TR son del 3.10% y 3.94%, respectivamente. En ambos niveles DBE y MCE, se puede observar que los valores máximos de m y $m+\sigma$ para el pórtico TR Rehabilitado son superiores a los obtenidos para el pórtico TR.

Las Figuras 5.20(a) y 5.20(b) presentan las derivas máximas de entrepiso para los pórticos TR y TR Rehabilitado cuando están sujetos al registro de aceleración Canoga a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Se observa que el comportamiento para ambos pórticos es similar bajo los dos niveles sísmicos. El pórtico TR Rehabilitado tiene derivas máximas de entrepiso ligeramente mayores a las del pórtico TR en la gran mayoría de entrepisos.

5.7.1.3 Deriva Residual de Entrepiso

Las Figuras 5.21(a) y 5.21(b) muestran los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ de las derivas residuales de entrepiso, θ_{res} , obtenidos del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente; para los pórticos TR y TR Rehabilitado. La capacidad auto-centrante del pórtico TR Rehabilitado puede verse en ambas figuras. Ante ambos niveles sísmicos, el pórtico TR Rehabilitado con CPEF presenta derivas residuales de entrepiso despreciables, lo cual significa que el comportamiento inelástico (daño) es mínimo. Los valores máximos de m y $m+\sigma$ de deriva residual para el pórtico TR Rehabilitado son de 0.09% y 0.16%,

respectivamente, para el nivel DBE; y de 0.13% y 0.25%, respectivamente, para el nivel MCE, tal como se puede ver en la Tabla 5.10. Los valores máximos de m y $m+\sigma$ generalmente ocurren en la planta baja debido a la fluencia en las columnas de la planta baja al nivel del suelo, tal como se observa en la Figura 5.21.

Por el contrario, el pórtico TR muestra derivas residuales de entrepiso considerables, lo cual significa que la estructura desarrolla deformaciones inelásticas importantes. Los valores máximos de m y $m+\sigma$ de deriva residual son de 0.30% y 0.52%, respectivamente, para el nivel DBE; y de 0.68% y 1.27%, respectivamente, para el nivel MCE, tal como se puede ver en la Tabla 5.10. La Figura 5.21(a) muestra que los valores de m y $m+\sigma$ para la deriva residual de entrepiso es esencialmente constante para el nivel DBE, lo que indica que el comportamiento inelástico se distribuye uniformemente en todos los pisos. Para el caso del nivel MCE (Figura 5.21(b)), los valores de m y $m+\sigma$ para la deriva residual de entrepiso tienden a ser mayores en los pisos inferiores indicando que el daño es mayor en estos pisos.

Las Figuras 5.22(a) y 5.22(b) muestran las derivas residuales de entrepiso para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleración Canoga a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Se puede observar que el pórtico TR Rehabilitado tiene derivas residuales de entrepiso despreciables, mientras que el pórtico original presenta grandes derivas residuales de entrepiso ante ambos niveles sísmicos. Esto indica que el pórtico TR desarrolla deformaciones inelásticas importantes, lo que resulta en las grandes derivas residuales de entrepiso observadas en la Figura 5.22. Por el contrario, el pórtico TR Rehabilitado con CPEF

prácticamente no desarrolla deformaciones inelásticas, lo que resulta en valores despreciables de derivas residuales de entrepiso observados en la Figura 5.22.

Las Figuras 5.23 y 5.24 presentan el desplazamiento del último piso de ambos pórticos sujetos a los registros de aceleraciones de Gilroy, Canoga y Miyagi escalados a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Estos registros de aceleraciones se han seleccionado debido a que producen los máximos valores de desplazamientos total del último piso (Δ_{total}) para ambos pórticos a los niveles DBE y MCE. Ambos pórticos generalmente oscilan a frecuencias similares durante la mayoría de los ciclos del sismo. Sin embargo, el período del PARM-TR Rehabilitado se alarga y se hace más prolongado que el período del PARM-TR en los ciclos (uno y dos) después de la respuesta máxima. Esto puede verse en las Figuras 5.24(a) y 5.24(b).

La capacidad auto-centrante del sistema rehabilitado se puede ver en estas figuras. El PARM-TR Rehabilitado oscila alrededor de su configuración no deformada al final de los análisis dinámicos, mientras que el PARM-TR experimenta desplazamientos residuales importantes en la mayoría de los casos.

La Figura 5.25 presenta los desplazamientos residuales de piso para los registros de Gilroy, Canoga y Miyagi a los niveles DBE y MCE. Se puede apreciar que el pórtico TR Rehabilitado prácticamente no tiene desplazamiento residual (y por lo tanto no presenta deriva residual); mientras que por el contrario, el PARM-TR desarrolla desplazamientos residuales de piso mayores que el PARM-TR Rehabilitado.

5.7.1.4 Respuesta del Sistema Gravitacional

El sistema gravitacional está representado mediante una columna gravitacional en el modelo descrito por la Figura 5.3, el cual está conectado al pórtico Rehabilitado con CPEF por medio de elementos de viga colectora. Las Figuras 5.26(a) y 5.26(b) muestran los valores estadísticos de la m y $m+\sigma$ para las derivas máximas de entrepiso del sistema a gravedad, θ_{grav} , del análisis con registros de aceleraciones para el PARM-TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Se puede ver que los resultados estadísticos son esencialmente constantes en los entrepisos inferiores del edificio para los niveles sísmicos DBE y MCE. Sin embargo, los valores de m y $m+\sigma$ tienden a ser mayores en los entrepisos superiores para ambos niveles sísmicos. Comparando las Figuras 5.19 y 5.26, se observa que las derivas máximas de entrepiso son mayores para el sistema gravitacional que para el sistema del pórtico TR Rehabilitado con CPEF.

Las Tablas 5.11(a) y 5.11(b) presentan las magnitudes máximas de desplazamiento total ($\Delta_{\text{total,grav}}$), deriva total ($\theta_{\text{total,grav}}$), deriva de entrepiso (θ_{grav}) y deriva residual de entrepiso del sistema gravitacional ($\theta_{\text{res,grav}}$) para el PARM-TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. $\theta_{\text{total,grav}}$ está expresado como un porcentaje de la altura total del edificio (h_f) mientras que θ_{grav} está expresado como un porcentaje de la altura de cada entrepiso (h_x). Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$. Se puede ver en la Tabla que los valores de m y $m+\sigma$ del desplazamiento total son de 494 mm. y 616 mm., respectivamente para el sismo DBE; y de 726 mm. y 936 mm., respectivamente para el sismo MCE. Los valores de m y $m+\sigma$ de la deriva

total, $\theta_{\text{total,grav}}$, del sistema gravitacional son de 2.03% y 2.52%, respectivamente para el sismo DBE; y de 2.98 y 3.84, respectivamente, para el sismo MCE.

Las Figuras 5.26(a) y 5.26(b) muestran los valores de m y $m+\sigma$ para la deriva de entrepiso para el sistema gravitacional, $\theta_{\text{res,grav}}$, del análisis con registros de aceleraciones para el PARM-TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Los valores de m y $m+\sigma$ de la deriva de entrepiso son de 3.20% y 4.20%, respectivamente, para el sismo DBE; y de 5.17% y 6.55%, respectivamente, para el sismo MCE.

Las Figuras 5.27(a) y 5.27(b) muestran los valores de m y $m+\sigma$ para la deriva residual de entrepiso para el sistema gravitacional, $\theta_{\text{res,grav}}$, del análisis con registros de aceleraciones para el PARM-TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. La deriva residual de entrepiso del sistema gravitacional es despreciable al nivel DBE. Sin embargo, al nivel MCE se desarrollan derivas residuales mayores en los pisos superiores, como se puede ver en la Figura 5.27(b).

Las Tablas 5.11(a) y 5.11(b) presentan las magnitudes máximas de deriva residual de entrepiso ($\theta_{\text{res,grav}}$) del sistema gravitacional para el PARM-TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. $\theta_{\text{res,grav}}$ está expresado como un porcentaje de la altura de cada entrepiso (h_x). Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$. Se puede ver en la Tabla 5.11 que los valores de m y $m+\sigma$ de la deriva residual de entrepiso son de 0.08% y 0.15%, respectivamente, para el sismo DBE; y de 0.34% y 0.60%, respectivamente, para el sismo MCE.

5.7.1.5 Cortante Basal y Cortantes de Entrepiso Normalizados

Las Figuras 5.28(a) y 5.28(b) muestran los valores de m y $m+\sigma$ para los cortantes de entrepiso máximos normalizados, V_x/W , para los pórticos TR y TR Rehabilitado del análisis con registros de aceleraciones para los niveles DBE y MCE, respectivamente. V_x es el cortante máximo de entrepiso y W es el peso muerto sísmico de los pórticos. La Figura 5.28 también presenta los cortantes de entrepiso normalizados de diseño, $V_{x,des}/W$, determinados de acuerdo al Código IBC 2000. Se puede ver que los cortantes de entrepiso normalizados para ambos pórticos son siempre mayores que aquellos estipulados por el Código IBC 2000. Esto es debido a la sobrerresistencia de los pórticos TR y TR Rehabilitado con CPEF, tal como se explicó en la Sección 5.6.1.

Las Tablas 5.12(a) y 5.12(b) presentan las magnitudes máximas del cortante basal normalizado, V/W , para el análisis de ambos pórticos a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ correspondientes. Tal como se puede ver en la Tabla 5.11, los valores de m y $m+\sigma$ de V/W para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF corresponden a 0.19 y 0.21, respectivamente, para el nivel DBE; y de 0.21 y 0.25, respectivamente, para el nivel MCE. Si los valores de la media de V/W son divididos para el cortante basal de diseño (0.067 de acuerdo al Código IBC 2000), se determinan los “factores dinámicos de sobrerresistencia” a los niveles DBE y MCE, los cuales corresponden a 2.84 y 3.13, respectivamente. Estos valores son significativamente mayores que los obtenidos del análisis estático lateral (2.30 y 2.54) descrito en la sección 5.6. (ver Tabla 5.9).

Para el pórtico TR, los valores de m y $m+\sigma$ de V/W corresponden a 0.23 y 0.25, respectivamente, para el nivel DBE; y de 0.25 y 0.26, respectivamente, para el nivel MCE. Si los valores de la media de V/W son divididos para el cortante basal de diseño normalizado (0.067 de acuerdo al Código IBC 2000), se determinan los “factores dinámicos de sobrerresistencia” a los niveles DBE y MCE, los cuales corresponden a 3.43 y 3.73, respectivamente. Estos valores son mayores que los valores obtenidos del análisis lateral estático (3.13 y 3.10) presentado en la Tabla 5.9.

De lo descrito anteriormente, se puede concluir que el pórtico TR tiene mayor resistencia que el pórtico TR Rehabilitado con CPEF. Esto también puede verse en las Figuras 5.29 (a) y 5.29(b), las que presentan los cortantes máximos de entrepiso normalizados para el pórtico TR y TR Rehabilitado sujeto al registro de aceleración Canoga a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Se puede observar que el pórtico TR Rehabilitado con CPEF siempre desarrolla valores menores que el pórtico TR, indicando que el pórtico Rehabilitado tiene menor resistencia que el pórtico TR.

5.7.1.6 Fuerzas de Inercia y Aceleraciones de Piso

Las fuerzas de inercia en el PARM-TR Rehabilitado actúan en el centro de las masas (columna gravitacional) tal como se muestra en la Figura 5.3. Las fuerzas de inercia desarrolladas en el pórtico TR Rehabilitado fueron calculadas multiplicando la mitad de la masa del edificio en un piso dado por la aceleración total del respectivo piso. En el caso del pórtico TR, las fuerzas de inercia actúan en la parte superior de cada zona de panel. Las fuerzas de inercia desarrolladas en el pórtico TR en un piso

dado, fueron calculadas promediando el producto de las masas asignadas a cada zona de panel y la aceleración total de la respectiva masa.

Las Figuras 5.30(a) y 5.30(b) muestran la m y $m+\sigma$ para las fuerzas de inercia máximas normalizadas, F_i/W , del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente, para los pórticos TR y TR Rehabilitado con CPEF. La Figura 5.30 también presenta la fuerza de diseño del diafragma de piso normalizada, $F_{\text{piso,des}}/W$, como se estipula en el Código IBC 2000. Se puede ver que las fuerzas de inercia normalizadas son esencialmente mayores que las estipuladas por el Código IBC 2000 para ambos pórticos.

Las Tablas 5.12(a) y 5.12(b) presentan las magnitudes máximas de las fuerzas de inercia normalizadas, F_i/W , para el análisis de ambos pórticos a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ correspondientes. Se puede ver en la Tabla 5.12 que para el pórtico Rehabilitado con CPEF los valores máximos de m y $m+\sigma$ para el nivel DBE son de 0.10 y 0.12, respectivamente; y para el nivel MCE de 0.12 y 0.16, respectivamente. Para el caso de pórtico TR, los valores máximos de m y $m+\sigma$ para el nivel DBE son de 0.12 y 0.14, respectivamente; y para el nivel MCE de 0.14 y 0.18, respectivamente. Considerando estos valores y la Figura 5.30, se puede ver que el pórtico TR desarrolla fuerzas de inercia superiores a las del pórtico TR Rehabilitado con CPEF.

Las Figuras 5.31(a) y 5.31(b) muestran los valores estadísticos m y $m+\sigma$ para las aceleraciones máximas de piso, a , obtenidas del análisis con registros de

aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente, para los pórticos TR y TR Rehabilitado. Se puede ver en la Figura 5.31 que los pisos superiores (pisos 5 y 6) presentan aceleraciones mayores para los pórticos TR y TR Rehabilitado con CPEF.

Las Tablas 5.12(a) y 5.12(b) presentan las magnitudes de las aceleraciones de piso, a , para el análisis de ambos pórticos a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ de las máximas aceleraciones de piso. Se puede ver en la Tabla 5.12 para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF los valores máximos de m y $m+\sigma$ para el nivel DBE son de 0.62 y 0.76, respectivamente; y para el nivel MCE de 0.76 y 0.94, respectivamente. Para el caso de pórtico TR, los valores máximos de m y $m+\sigma$ para el nivel DBE son de 0.74 y 0.87, respectivamente; y para el nivel MCE de 0.86 y 1.06, respectivamente. Considerando estos valores y la Figura 5.31, se puede ver que el pórtico TR desarrolla aceleraciones de piso superiores a las del pórtico TR Rehabilitado con CPEF.

5.7.1.7 Energía de Entrada

Las Tablas 5.12(a) y 5.12(b) resumen los resultados de la energía de entrada (E_i), al final de cada análisis para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos a ambos niveles sísmicos. Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ de la energía de entrada. Se puede ver que los valores m y $m+\sigma$ para el pórtico TR son considerablemente mayores a los del pórtico TR Rehabilitado con CPEF. Para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF, los valores de m y $m+\sigma$ para el nivel DBE son de 5585 y 6688 (KN-m), respectivamente; y para el nivel MCE de 10647 y 13400 (KN-m), respectivamente. Para el caso de pórtico TR, los valores máximos de m y $m+\sigma$

para el nivel DBE son de 6634 y 9522 (KN-m), respectivamente; y para el nivel MCE de 13440 y 18098 (KN-m), respectivamente.

La Tabla 5.12 también presenta la energía histerética ($E_{\text{histerética}}$) y la energía viscosa (E_{viscosa}) al final de cada análisis, ambas se muestran normalizadas con respecto a E_1 . Los valores de m de la $E_{\text{histerética}}$ en el pórtico TR Rehabilitado con CPEF corresponden al 66% y 70% de E_1 a los niveles DBE y MCE, respectivamente, en donde el porcentaje restante es considerado como E_{viscosa} . Para el pórtico TR, los valores de m de la $E_{\text{histerética}}$ corresponden al 57% y 68% de E_1 a los niveles DBE y MCE, respectivamente, en donde el porcentaje restante es considerado como E_{viscosa} .

5.7.1.7 Índice de Estabilidad

Las Tablas 5.12(a) y 5.12(b) presentan las magnitudes del *índice de estabilidad*, λ_u , para cada análisis de los pórticos TR y TR Rehabilitado a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, se incluyen los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ de λ_u . Ésta información también se presenta en la Figura 5.32. Se puede ver en la Tabla 5.12 y en la Figura 5.32 que los valores de m para el pórtico Rehabilitado con CPEF son menores que los del pórtico TR. Esto indica que el pórtico Rehabilitado tiene mayor capacidad de carga gravitacional que el pórtico TR. Esto se debe a que en general el pórtico TR Rehabilitado con CPEF tiene derivas residuales despreciables, por lo tanto, mayor carga gravitacional se necesita a fin de causar inestabilidad en el pórtico TR Rehabilitado. Por el contrario, el pórtico TR tiene derivas residuales importantes, lo cual origina inestabilidad en el sistema a cargas

gravitacionales menores que aquellas aplicadas en el pórtico TR Rehabilitado con CPEF.

5.7.2 Respuesta Sísmica Local

5.7.2.1 Conexiones

Las Figuras 5.33 y 5.34 muestra los valores de m y $m+\sigma$ para el máximo momento normalizado en la conexión ($M/M_{p,n}$) del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE para los tramos interiores y exteriores, respectivamente, para los pórticos TR y TR Rehabilitado. M es el máximo momento en la conexión y $M_{p,n}$ es el momento plástico nominal de la viga. La información presentada en las Figuras 5.33 y 5.34 se resume en las Tablas 5.13(a) y 5.13(b). Del análisis de las figuras y tablas, se observa lo siguiente:

- Los valores de m y $m+\sigma$ para el máximo momento normalizado en la conexión ($M/M_{p,n}$) del pórtico TR son considerablemente mayores que los del pórtico TR Rehabilitado con CPEF para los tramos interior y exterior. Los máximos valores de m para los tramos interior y exterior de $M/M_{p,n}$ para el pórtico TR fueron de 1.30 y 1.31, respectivamente, para el nivel DBE; y de 1.33 y 1.35, respectivamente, para el nivel MCE. Para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF, los valores de m para los tramos interior y exterior de $M/M_{p,n}$ fueron de 0.95 y 0.88, respectivamente, para el nivel DBE; y de 1.10 y 0.99, respectivamente, para el nivel MCE;
- Los tramos exteriores del pórtico TR desarrollan momentos ligeramente mayores que aquellos de los tramos interiores, mientras que lo contrario ocurre para el caso del pórtico TR Rehabilitado. Los máximos valores de

$M/M_{p,n}$ para el pórtico TR variaron de 1.27 a 1.38 y de 1.31 a 1.40, a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Para el pórtico TR Rehabilitado, los máximos valores de $M/M_{p,n}$ variaron de 0.82 a 1.13 y de 0.84 a 1.26, a los niveles DBE y MCE, respectivamente; y

- Los valores $M/M_{p,n}$ para los pórticos TR y TR Rehabilitado son significativamente mayores que los valores de $M_{des}/M_{p,n}$ de la Tabla 5.7.

Las Figuras 5.35 y 5.36 muestran los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ para la máxima rotación relativa de la conexión (θ_r) en el pórtico TR Rehabilitado con CPEF y la máxima rotación plástica de la viga (θ_p) en el pórtico TR a los niveles DBE y MCE para los tramos interior y exterior, respectivamente. θ_r se determina mediante la diferencia en las rotaciones de los nudos que definen los elementos usados para modelar la abertura (i.e., nudos 3 y 25 para la viga izquierda y nudos 5 y 26 para la viga derecha, tal como se muestra en la Figura 5.4), y θ_p se determina mediante la diferencia en las rotaciones de los dos nudos maestros localizados en el centroide la viga que define la formación de articulación plástica en la viga (Rojas 2003). La información presentada en las Figuras 5.35 y 5.36 se resume en las Tablas 5.13(a) y 5.13(b). Del análisis de las figuras y tablas, se observa lo siguiente:

- Los valores de m y $m+\sigma$ de θ_r son generalmente mayores a los valores de m y $m+\sigma$ de θ_p . Los valores de m de θ_p para el pórtico TR son menores en alrededor de un 45% que los valores de m de θ_r para el pórtico TR Rehabilitado ante ambos niveles sísmicos; y
- Los tramos exteriores del pórtico TR desarrollan mayores rotaciones plásticas que las de los tramos interiores. Una tendencia similar se observa con las

rotaciones relativas del pórtico TR Rehabilitado con CPEF. Los valores máximos de θ_p para el pórtico TR variaron de 0.0046 a 0.0216 radianes y de 0.0144 a 0.0399 radianes a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Para el pórtico TR Rehabilitado, los valores máximos de θ_r variaron de 0.0136 a 0.0399 radianes y de 0.0202 a 0.0532 radianes a los niveles DBE y MCE, respectivamente.

La Figura 5.38 compara la respuesta de $M/M_{p,n} - \theta_p$ de una conexión (localizada en el lado izquierdo del Tramo 3) para cada piso del pórtico prototipo TR a la respuesta $M/M_{p,n} - \theta_r$ de la misma conexión en el pórtico prototipo TR Rehabilitado con CPEF (sujeto al registro de aceleración Miyagi MCE). Las observaciones hechas anteriormente con respecto al momento normalizado en la conexión y las rotaciones relativas y plásticas de la conexión también pueden ser observadas en la Figura 5.38. La conexión TR desarrolla mayores momentos y menores rotaciones plásticas que los momentos y rotaciones relativas correspondientes al pórtico TR Rehabilitado.

5.7.2.2 Vigas

Como se describió en la Sección 5.2.1, el modelo para el pórtico prototipo TR Rehabilitado con CPEF no incluye la degradación de la resistencia para las vigas. La posibilidad del pandeo local de las vigas es evaluado examinando las deformaciones unitarias en las alas de las vigas al final de la placa de refuerzo. El Capítulo 4 identificó valores de deformaciones unitarias para los cuales la distorsión del ala y alma (lo cual produce al pandeo local de la viga), puede ocasiona una pérdida de la

fuerza de postensado de los torones. La medida de deformación unitaria a la cual ocurre una distorsión del ala de la viga se encuentra entre un rango de $1.0\varepsilon_y$ a $7.3\varepsilon_y$ con una deformación promedio alrededor de $3\varepsilon_y$, en donde ε_y es la deformación unitaria de fluencia del acero. Las Tablas 5.13(a) y 5.13(b) presentan el número de vigas en el pórtico Rehabilitado con CPEF que desarrollan deformaciones unitarias mayores que $3\varepsilon_y$, lo cual indica la posibilidad de pandeo local de la viga. Se puede ver que ante los niveles DBE, únicamente dos registros de aceleraciones causaron deformaciones unitarias mayores a $3\varepsilon_y$ en no más de dos vigas. Sin embargo, al nivel MCE siete registros de aceleraciones desarrollaron (entre 1 y 11) deformaciones unitarias mayores a $3\varepsilon_y$. Muchas de estas vigas están localizadas en los tramos interiores.

Muchas de las vigas en el pórtico prototipo TR desarrollaron rotaciones plásticas ante los niveles DBE y MCE, indicando un comportamiento inelástico. La posibilidad de pandeo local de la viga en un pórtico TR es evaluada examinando si la respuesta $M-\theta_p$ en las vigas muestra degradación de resistencia. Las Figuras 5.38(a) y 5.38(b) muestra la respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$ de una viga del PARM-TR sujeto al registro de aceleración Canoga al nivel MCE de los lados izquierdo y derecho del Tramo 4 en el Piso 1, respectivamente. El registro de Canoga al nivel MCE fue seleccionado debido a que desarrolla las mayores rotaciones plásticas en los tramos interior y exterior, tal como se indica en la Tabla 5.13(b). Se puede ver en las Figuras 5.38(a) y 5.38(b) que las vigas experimentan rotaciones plásticas de 0.0399 y 0.0289 radianes al lado derecho e izquierdo de la viga, respectivamente, sin que se observe degradación de la resistencia en la respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$. Por consiguiente, no ocurrirá

pandeo local de las vigas en el pórtico TR. Esto también puede observarse en cada registro de aceleración para los niveles DBE y MCE, tal como se indica en las Tablas 5.13(a) y 5.13(b), respectivamente.

Las Figuras 5.39(a) y 5.39(b) muestran los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ para las máximas fuerzas axiales normalizadas de viga (P/P_y) para el pórtico TR Rehabilitado obtenidos del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente. P es la máxima fuerza axial de la viga y P_y es igual al producto de área nominal de la viga y el esfuerzo nominal de fluencia de la viga (50 Ksi o 345 MPa). La información presentada en la Figura 5.39 se resume en la Tabla 5.14. Del análisis de las figuras y tablas, se observa lo siguiente:

- Los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ para las máximas fuerzas axiales normalizadas de la viga (P/P_y) de los tramos interiores son mayores que las desarrolladas en los tramos exteriores. Esto resulta como consecuencia de la interacción de los sistemas de pórtico TR Rehabilitado con CPEF y a gravedad, lo cual produce grandes fuerzas axiales en las vigas de los tramos interiores;
- Los valores de m y $m+\sigma$ de P/P_y en los tramos interiores para el nivel DBE son 0.56 y 0.68, respectivamente; y para el nivel MCE de 0.65 y 0.82, respectivamente; y

5.7.2.3 Torones

Las Figuras 5.40(a) y 5.40(b) muestran los valores estadísticos de m y $m+\sigma$ para la máxima fuerza normalizada en los torones PT (T/T_u) para el pórtico TR

Rehabilitado con CPEF obtenidos del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente. T es la fuerza máxima en los torones y T_u es la resistencia a la tensión de los torones. La información presentada en la Figura 5.40 se resume en la Tabla 5.15. Del análisis de las figuras y tablas, se observa lo siguiente:

- Los valores de m y $m+\sigma$ para la fuerza de los torones PT normalizada (T/T_u) en un piso dado es generalmente menor que aquella del piso inferior a éste. Esto es debido al hecho de que las conexiones localizadas en los pisos superiores fueron diseñadas de tal forma de que se requiera de una menor fuerza de postensado en estos pisos;
- Los valores de m y $m+\sigma$ de T/T_u para el nivel DBE corresponden a 0.54 y 0.59, respectivamente; y para el nivel MCE son 0.59 y 0.64, respectivamente; y
- Los torones permaneces elásticos en todos los casos. El registro de aceleración Canoga al nivel MCE produjo la máxima fuerza de PT (74% de T_u), manteniendo aún un factor de seguridad de un 26% respecto a la fluencia, cuyo valor es de $0.93T_u$.

Las Figuras 5.41(a) y 5.41(b) comparan los valores m y $m+\sigma$ para las máximas fuerzas axiales de la viga (P) y la máxima fuerza de los torones PT (T) para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF obtenidos del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente. P y T están normalizadas con respecto a la carga axial de fluencia de la viga (P_y). La información presentada en la Figura 5.41 se resume en la Tabla 5.15. Del análisis de las figuras y tablas, se observa lo siguiente:

- Los valores m y $m+\sigma$ de la máxima fuerza axial normalizada de la viga (P/P_y) para los tramos interior y exterior son siempre mayores que los valores de m de la fuerza de postensado de los torones (T/P_y); y
- Los valores de m de la máxima fuerza axial normalizada de la viga (P/P_y) para los tramos exteriores caen entre los valores m y $m+\sigma$ de la fuerza de postensado normalizada (T/P_y), entre los pisos del 2 al 5.

5.7.2.4 Columnas

Como ya se ha mencionado anteriormente, las columnas en un pórtico TR Rehabilitado con CPEF desarrollan rotaciones plásticas, θ_p , al nivel del suelo ante sismos DBE y MCE. Algo de fluencia ocurrió en las columnas de otros entrepisos. Los resultados del análisis con registros de aceleraciones para el pórtico TR demostraron que las columnas presentan deformaciones inelásticas significativas al nivel del suelo, con algo de fluencia en las columnas de otros entrepisos (Rojas 2003). Las Tablas 5.16(a) y 5.16(b) presentan las máximas rotaciones plásticas de las columnas de la planta baja al nivel del suelo a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, la Figura 5.43 muestra las magnitudes máximas de rotaciones plásticas, θ_p , desarrolladas en las columnas obtenidas del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente, para los pórticos TR y TR Rehabilitado. Del análisis de la Tabla 5.16 y la Figura 5.43, se observa lo siguiente:

- Las rotaciones plásticas de las columnas al nivel del suelo del pórtico TR Rehabilitado con CPEF al nivel DBE son menores a las obtenidas para el pórtico TR, mientras que al nivel MCE las columnas del pórtico TR

Rehabilitado con CPEF son ligeramente mayores a las obtenidas para el pórtico TR.

- Las columnas de ambos pórticos TR Rehabilitado y TR se desempeñan satisfactoriamente ante los sismos DBE debido a que fueron diseñadas bajo el criterio de columna fuerte – viga débil. En ambos pórticos se desarrollaron grandes rotaciones plásticas al nivel MCE, especialmente en las columnas de la planta baja al nivel del suelo. No se formó ningún mecanismo de piso suave ante los niveles DBE y MCE.

5.7.2.5 Zonas de Panel

Las Tablas 5.16(a) y 5.16(b) resumen las máximas rotaciones plásticas en la zona de panel interior ($\theta_{pz,p}$) y el número de zonas de panel interiores que desarrollan fluencia en los pórticos TR Rehabilitado y TR a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, la Figura 5.44 grafica las magnitudes máximas de las rotaciones plásticas de la zona de panel ($\theta_{pz,p}$) en los pórticos TR Rehabilitado y TR obtenidas del análisis con registros de aceleraciones a los niveles DBE y MCE, respectivamente. Del análisis de la Tabla 5.16 y la Figura 5.44, se observa lo siguiente:

- La cantidad de rotaciones plásticas y el número de zonas de panel de desarrollaron comportamiento inelástico en el pórtico TR es significativamente mayor que en el pórtico TR Rehabilitado con CPEF;
- Las zonas de panel del pórtico TR Rehabilitado con CPEF permanecen esencialmente elásticas al nivel DBE. Sólo una zona de panel interior en el sexto piso experimentó una fluencia menor para el registro de aceleraciones

Miyagi. El comportamiento elástico de las zonas de panel en este nivel es consistente con la filosofía de diseño (ver Capítulo 4) debido a que las zonas de panel fueron diseñadas con $C_y = 1.0$. $C_y = 1.0$ es usado para prevenir la fluencia en las zonas de panel ante los niveles DBE;

- En las zonas de panel del pórtico TR bajo el nivel DBE se desarrolló un gran comportamiento inelástico, especialmente en los pisos inferiores. El número de zonas de panel que alcanzaron la fluencia se encuentra en el rango de 9 a 18. Las zonas de panel en el pórtico TR fueron diseñadas de acuerdo a las Recomendaciones de Diseño FEMA-350 (SAC 2000). Estas recomendaciones de diseño asumieron que al nivel DBE ocurre articulaciones plásticas en las vigas y algo de fluencia en las zonas de panel,
- En el pórtico TR Rehabilitado con CPEF se desarrolló algo de fluencia en la mayoría de los registros de aceleraciones al nivel MCE. La fluencia se concentró en el piso seis. La fluencia en el piso seis ocurre principalmente por la ausencia de las doble placas en el interior de las zonas de panel. El número de zonas de panel que experimentan fluencia se encuentra en un rango de 1 a 2; y
- Ocurre un gran comportamiento inelástico en las zonas de panel de los pórticos TR ante el nivel MCE, especialmente en los pisos inferiores. El número de zonas de panel que experimentan fluencia se encuentra en un rango de 13 a 18.

5.8 EVALUACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES ALCANZADOS

Como se indicó en el Capítulo 4, los objetivos de diseño relacionan los niveles de desempeño sísmico (i.e., Ocupación Inmediata y Prevención del Colapso) con los niveles sísmicos de entrada (i.e., DBE y MCE). El enfoque del diseño propuesto descrito en el Capítulo 4 tiene dos objetivos fundamentales: (1) el desempeño del sistema CPEF bajo la acción de un terremoto al nivel del Sismo de Diseño (DBE) debe satisfacer el concepto del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y (2) el desempeño del sistema CPEF bajo la acción de un terremoto al nivel del Sismo Considerado Máximo (MCE) debe satisfacer el concepto del nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

La Figura 4.6(b) describe los objetivos de diseño al nivel global, mediante la gráfica Cortante Basal – Deriva Total del Ultimo Piso (V , θ_{total}). Tal como se puede ver, los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y de Prevención del Colapso están localizados antes de que ocurra el primer estado límite que viola la definición de nivel de desempeño (los estados límites que son aceptables para los niveles de Ocupación Inmediata y Prevención del Colapso se describen en la Sección 4.2.1. Esta sección evalúa los estados límites alcanzados por el PARM-TR Rehabilitado en el análisis con registros de aceleraciones descrito en la Sección 5.7. El objetivo de esta sección es evaluar para cada análisis si los objetivos de diseño se cumplen.

La Tabla 5.17 presenta los estados límites estructurales considerados por el criterio de diseño (ver Tabla 4.5) con la excepción de la fluencia por esfuerzos de contacto y por cortante horizontal de la viga, debido a que estos estados límites no

fueron modelados. La Tabla 5.17 presenta los estados límites alcanzados por los análisis, en donde los análisis fueron divididos de acuerdo a las intensidades sísmicas. Las celdas rellenas de color gris representan los estados límites que no son aceptables para la intensidad sísmica por el criterio de diseño y los objetivos de diseño descritos en el Capítulo 4.

Descompresión y Abertura: Todos los análisis alcanzaron los estados límites de descompresión y fluencia de los ángulos, lo cual es aceptable de acuerdo al criterio de diseño.

Zonas de Panel: El diseñador determina la aceptabilidad del estado límite de la zona de panel al nivel DBE mediante la selección del parámetro C_y (ver Sección 4.5.11). En las zonas de panel del PARM-TR Rehabilitado no se espera que desarrollen fluencia bajo el nivel DBE debido a que fueron diseñadas con C_y igual a uno. La Tabla 5.17 indica que el PARM-TR Rehabilitado experimenta fluencia en la zona de panel solamente ante el registro de aceleración Miyagi al nivel DBE. En todos los análisis MCE, excepto para los registros de aceleración de Chi-Chi y Artificial, desarrollan fluencia en las zonas de panel, lo cual es aceptable para el criterio de diseño. A pesar que la cantidad de comportamiento inelástico al nivel MCE es mayor que a la del nivel DBE, no se observa ningún impacto negativo en el comportamiento del pórtico (e.g., pérdida de la capacidad auto-centrante).

Articulación Plástica de Columnas: Todos los análisis desarrollaron articulaciones plásticas en las columnas de la planta baja al nivel del suelo en los niveles DBE y

MCE. De acuerdo a la definición del nivel de Ocupación Inmediata (ver Sección 4.2.1) y los objetivos de diseño, las columnas no deben desarrollar articulaciones plásticas bajo el nivel DBE. Sin embargo, que no se desarrollen articulaciones plásticas en las columnas de la planta baja ante el nivel DBE es difícil de evitar. Al nivel MCE, es aceptable que se desarrollen articulaciones plásticas con tal de que mecanismos de colapso de entrepiso no se desarrollen. La Figura 5.43 y la Tabla 5.16 presentan una evaluación cuantitativa de las máximas rotaciones plásticas de las columnas en la planta baja y en otras zonas. La respuesta sísmica de las columnas se describió en la Sección 5.7.2.4. Se encontró que las columnas se desempeñan satisfactoriamente debido a que están diseñadas de acuerdo al criterio de columna fuerte – viga débil bajo el nivel DBE. Ocurren derivas residuales menores en la planta baja debido a la formación de articulaciones desarrollados bajo ambos niveles sísmicos, como se puede ver en la Figura 5.22.

Deformaciones de vigas $> 2\varepsilon_y$: Si las deformaciones unitarias en las alas de las vigas al final de la placa de refuerzo exceden dos veces la deformación unitaria de fluencia, el ala de la viga puede sufrir distorsión. La Tabla 5.17 indica que el pórtico TR Rehabilitado en todos los análisis DBE satisface este criterio de diseño excepto para los registros de aceleraciones Bolu y Canoga. La Tabla 5.14 presenta las máximas $\varepsilon/\varepsilon_y$ desarrolladas en cada análisis.

Límites de Deriva de Entrepiso: La Tabla 4.5 resume los límites de la deriva de entrepiso para los niveles DBE y MCE. La Tabla 5.17 indica que el PARM-TR Rehabilitado sujeto a los registros de aceleración de Bolu, Gilroy, Kobe y Miyagi

exceden del límite de la deriva de entrepiso igual a 0.03 radianes al nivel DBE. Los registros de aceleración de Gilroy y Miyagi exceden del límite de la deriva de entrepiso igual a 0.05 radianes para el nivel MCE. Los resultados cuantitativos de la deriva de entrepiso pueden verse en la Tabla 5.10. La razón principal de no exceder el límite de la deriva de entrepiso es para minimizar la probabilidad de colapso debido a los efectos P- Δ y posibles daños a los elementos no estructurales del edificio incluyendo los sistemas de seguridad de vida.

Límites de la Deriva del Sistema Gravitacional: La Tabla 4.5 resume los criterios de diseño para la deriva de entrepiso del sistema gravitacional (θ_{grav}), la cual se limita a 0.035 y 0.055 radianes bajo los niveles DBE y MCE, respectivamente. La Tabla 5.17 indica que estos criterios no se cumplen en algunos de los registros de aceleraciones. La Tabla 5.11 y las Figuras 5.27 y 5.28 presentan los valores cuantitativos de las deformaciones del sistema gravitacional. La respuesta del sistema gravitacional se describió en la Sección 5.7.1.4. Aunque, algunos de los registros violan el criterio de diseño para la deformación del sistema gravitacional, no se observa ningún impacto perjudicial en el comportamiento del pórtico (e.g., colapso) bajo los niveles DBE y MCE.

Pandeo Local de la Viga: El criterio de diseño descrito en el Capítulo 4 no permite que se desarrolle pandeo local en la viga al nivel MCE. Como se indicó anteriormente, el modelo usado en el análisis no incluye el pandeo local de la viga. Este criterio es evaluado asumiendo que las deformaciones de las alas de la viga al final de la placa de refuerzo deben ser menores que $3\varepsilon_y$ (en donde ε_y es la

deformación unitaria de fluencia del acero); lo cual indica la posibilidad de pandeo local de la viga. La Tabla 5.13 muestra que el PARM-TR Rehabilitado excedió el valor de $3\varepsilon_y$ en al menos una viga en los registros Miyagi y Kobe al nivel DBE; mientras que para el nivel MCE siete registros de aceleraciones excedieron en al menos una viga $3\varepsilon_y$. Sin embargo, no más de once vigas en el pórtico prototipo (el cual tiene 20 vigas en total) alcanzaron $\varepsilon/\varepsilon_y$ mayor que 3 ante el nivel MCE. Por lo tanto, la estabilidad del pórtico está garantizada. La Tabla 5.17 resume estos resultados.

Fluencia de los Torones: la Tabla 5.17 indica que los torones no fluyen ante los niveles DBE y MCE. Por consiguiente, el criterio de diseño para la fluencia de los torones se cumple en todos los casos.

5.9 RESUMEN

Este capítulo presentó el modelo analítico del pórtico rehabilitado con CPEF usando el programa de computación DRAIN-2DX. Se describieron los sismos usados en el análisis dinámico no-lineal con registro de aceleraciones para los pórticos TR y Rehabilitado. Adicionalmente, se comparó la respuesta global y local del PARM-TR con la del PARM-TR Rehabilitado mediante los resultados de los análisis estático lateral no-lineal y del análisis dinámico no-lineal con registro de aceleraciones. Finalmente, se realizó una evaluación de los estados límites alcanzados.

Tabla 5.1 Cargas Muertas para Pórticos Prototipo (Tomado de Garlock 2002).

	Descripción	Carga Uniforme Equivalente	
		(psf)	(N/m ²)
losa	3 ½" o 2", concreto liviano	43	2061
metal deck	18 gage metal deck	3	144
tumbado		5	240
acabado		2	96
mecánico/eléctrico		10	479
protección de incendios		2	96
paredes	25 psf en proyección vertical	10	479
estructuras de acero	vigas, columnas, etc.	15	719
TOTAL		90	4314

Tabla 5.2 Cargas Vivas para Pórticos Prototipo (Tomado de Garlock 2002).

Descripción	psf	N/m ²
oficina	50	2396
tabiques(*)	20	959
TOTAL	70	3355

(*) Incluida para estimar el peso sísmico efectivo

Tabla 5.3 Información de los Sismos Seleccionados

Registro de Aceleración	Chi-Chi	Bolu	Gilroy	Canoga	Tarzana	Kobe	Miyagi
Base de Datos	PEER	PEER	PEER	PEER	PEER	SAC	SAC
Nombre del Terremoto (año)	Chi-Chi, Taiwan (1999)	Duzce, Turkey (1999)	Loma Prieta (1989)	Northridge (1994)	Northridge (1994)	Kobe (1995)	Miyagi-Oki (1978)
Estación	CHY036	Bolu	47381 Gilroy Array #3	90053 Canoga Park-T. Can	24436 Tarzana, Cedar Hill	JMA	Ofuna
Nombre del Componente	CHY036-W	BOL000	G03090	CNP196	TAR360	fn-45	fp-45
Suelo	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido
Magnitud (M)	7.6	7.1	6.9	6.7	6.7	6.9	7.4
Distancia* (D, Km.)	20.4	17.6	14.4	15.8	17.5	3.4	66

* Distancia de la zona de falla de ruptura a la región.

Tabla 5.4 Características de los Registros de Aceleraciones al nivel DBE (los valores máximos correspondientes en cada categoría se encuentran en negrilla)

Registro	Chi-Chi	Bolu	Gilroy	Canoga	Tarzana	Kobe	Miyagi	Artif.
PGA (g)	0.31	0.78	0.55	0.54	1.08	0.55	0.42	0.39
PGV (mm/s)	404	607	668	775	843	612	668	493
PGD (mm)	221	249	290	259	333	163	147	267
MIV (mm/s)	617	655	686	947	1003	1181	1318	579
MID (mm)	363	387	338	295	241	312	267	333
EPA (g)	0.23	0.69	0.50	0.47	1.03	0.36	0.24	0.40
EPV (mm/s)	345	445	363	391	414	632	805	366
SI (mm)	1745	2266	2461	2771	2819.4	2703	2903	2062

Tabla 5.5 Niveles de Desempeño Sísmico para PARM TR y TR Rehabilitado con CPEF (Tomado de Rojas 2003)

(a) Niveles de Desempeño de Ocupación Inmediata y Prevención del Colapso

	Ocupación Inmediata		Prevención del Colapso	
	PARM-TR ⁽¹⁾	PARM-TR REHAB.	PARM-TR ⁽¹⁾	PARM-TR REHAB.
Viga	<ul style="list-style-type: none"> fluencia local leve pandeo local leve 	<ul style="list-style-type: none"> fluencia local leve (menor que $2\epsilon_y$ en las alas de la viga) no ocurre pandeo local 	<ul style="list-style-type: none"> distorsión considerable pandeo y fluencia local unas pocas vigas pueden tener fracturas parciales 	<ul style="list-style-type: none"> distorsión leve
Columna	<ul style="list-style-type: none"> no ocurre daño 	<ul style="list-style-type: none"> no ocurre daño 	<ul style="list-style-type: none"> distorsión moderada algo de fluencia algo de pandeo local de las alas 	<ul style="list-style-type: none"> algo de fluencia talvez ocurra algo de distorsión
Conexión	<ul style="list-style-type: none"> menos del 10% de conexiones fracturadas en cualquiera de los pisos fluencia leve en las otras conexiones 	<ul style="list-style-type: none"> no ocurre daño 	<ul style="list-style-type: none"> muchas fracturas y algunas de las conexiones cercanas a experimentar pérdida total de la capacidad 	<ul style="list-style-type: none"> no ocurre daño torones permanecen elásticos
Zona de Panel	<ul style="list-style-type: none"> distorsión leve 	<ul style="list-style-type: none"> (2) 	<ul style="list-style-type: none"> distorsión considerable 	<ul style="list-style-type: none"> (2)
Deriva Residual de Entrepiso	<ul style="list-style-type: none"> menor que 1% 	<ul style="list-style-type: none"> (3) 	<ul style="list-style-type: none"> grandes derivas residuales 	<ul style="list-style-type: none"> (3)

(1) criterio para PARM-TR (ver Tabla 4.2) tomado de FEMA-350 (SAC-2000)

(2) los diseñadores seleccionan el nivel del daño

(3) se espera pequeñas o ninguna deriva residual de entrepiso

(b) Nivel de Desempeño Sísmico de Seguridad de Vida (Tomado de FEMA-273, ATC 1997)

	Seguridad de Vida
	PARM-TR
Viga	<ul style="list-style-type: none"> formación de articulaciones pandeo local de algunas vigas
Columna	<ul style="list-style-type: none"> formación de articulaciones
Conexión	<ul style="list-style-type: none"> fracturas de ciertas conexiones
Zona de Panel	<ul style="list-style-type: none"> distorsión severa
Deriva de Entrepiso	<ul style="list-style-type: none"> 2.5% (transitoria) 1% (residual)

Tabla 5.6 Diseño de los Pórticos TR (Tomado de Garlock 2002)

	Piso	PARM-TR
Vigas	6	W24x76
	5	W30x108
	4	W30x108
	3	W36x150
	2	W36x160
	1	W36x160
Columnas	6	W14x311
	5	W14x311
	4	W14x398
	3	W14x398
	2	W14x426
	1	W14x426
Espesor de las doble placas t_{dp} (pulg. – mm.) (interior)	6	0.00 – 0.00
	5	1.00 – 25.4
	4	0.50 – 12.7
	3	1.00 – 25.4
	2	1.00 – 25.4
	1	1.00 – 25.4

Tabla 5.7 Resultados del Análisis Elástico de los Pórticos Prototipo (Tomado de Garlock 2002)

	Piso	PARM-TR*
M_{des} (N-mm.)	6	554
	5	1130
	4	1356
	3	2057
	2	2204
	1	2396
$\frac{M_{des}}{M_{p,n}}$	6	0.49
	5	0.58
	4	0.69
	3	0.63
	2	0.62
	1	0.68
θ (% h_x)	6	1.5%
	5	1.9%
	4	1.8%
	3	1.7%
	2	1.7%
	1	1.8%
T_1 (seg.)	-	1.89
T_{des} (seg.)	-	1.12
$K_{f\Delta}$ (KN/mm.)	-	25.54
Δ_{el-des} (mm.)	6	123
$\Delta_{total,DBE}$ (mm.)	6	718
$\Delta_{total,MCE}$ (mm.)	6	1076

- Se asume resultados iguales para PARM-TR Rehabilitado.

Tabla 5.8 Períodos (T) y Relaciones de Amortiguamiento Viscoso (ξ) para los Seis Primeros Modos de los Pórticos Prototipo (Modelo DRAIN)

	PARM-TR	PARM-TR Rehabilitado
T ₁ (seg.)	2.03	1.74
T ₂ (seg.)	0.71	0.69
T ₃ (seg.)	0.35	0.45
T ₄ (seg.)	0.22	0.32
T ₅ (seg.)	0.21	0.22
T ₆ (seg.)	0.18	0.16
ξ_1 (%)	2.0	2.0
ξ_2 (%)	1.4	1.7
ξ_3 (%)	2.0	2.0
ξ_4 (%)	2.9	2.5
ξ_5 (%)	3.0	3.5
ξ_6 (%)	3.5	4.6

Tabla 5.9 Resultados del Análisis Estático Lateral para los Pórticos TR y Rehabilitado

	PARM-TR*	PARM-TR Rehabilitado
$K_{f\Delta}$ (KN/mm.)	27.23	40.50
Δ_{el-des} (mm.)	116	78
$\Delta_{total,DBE}$ (mm.)	668	434
$\Delta_{total,MCE}$ (mm.)	1002	758
Ω_y	2.00	1.79
Ω_{DBE}	3.13	2.30
Ω_{MCE}	3.10	2.54
Ω_{MAX}	3.06	2.43
V_y/W	0.134	0.12
V_{DBE}/W	0.21	0.154
V_{MCE}/W	0.208	0.170
V_{MAX}/W	0.205	0.16
$\theta_{total,y}$	0.95%	1.35%
$\theta_{total,DBE}$	2.74%	1.78%
$\theta_{total,MCE}$	4.11%	3.11%
$\theta_{total,MAX}$	5%	5%
θ_y	1.09%	1.04%
θ_{DBE}	3.35%	2.90%
θ_{MCE}	5.02%	4.34%
θ_{MAX}	5.99%	5.34%

* Resultados tomados de Rojas (2003)

Tabla 5.10 Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Entrepiso y Derivas Residuales de Entrepiso para los PARM-TR Rehabilitado y PARM-TR.

(a) Sismos DBE

Análisis	Δ_{total}		θ_{total} (% h_i)	θ (% h_x)	θ_{res} (% h_x)	
	(mm)	(pulg)				
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	295	11.6	1.21	1.85	0.08
	Bolu	561	22.1	2.31	3.29	0.07
	Gilroy	648	25.5	2.66	3.19	0.19
	Canoga	605	23.8	2.48	2.88	0.17
	Tarzana	462	18.2	1.89	2.58	0.12
	Kobe	368	14.5	1.51	3.33	0.03
	Miyagi	439	17.3	1.80	4.17	0.09
	Artificial	465	18.3	1.90	2.29	0.17
	<i>m</i>	480	18.9	1.97	2.75*	0.09*
	<i>m</i> + σ	599	23.6	2.46	3.60*	0.16*
PARM-TR	Chi-Chi	447	17.6	1.84	2.85	0.40
	Bolu	389	15.3	1.59	2.27	0.09
	Gilroy	554	21.8	2.27	3.03	0.33
	Canoga	572	22.5	2.34	3.11	0.69
	Tarzana	399	15.7	1.63	2.82	0.54
	Kobe	462	18.2	1.90	2.92	0.34
	Miyagi	488	19.2	2.00	3.03	0.71
	Artificial	406	16.0	1.67	2.39	0.21
	<i>m</i>	465	18.3	1.91	2.52*	0.30
	<i>m</i> + σ	534	21.0	2.19	2.95*	0.52

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 5.10 (cont.) Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Piso y Deriva Residual de Piso del PARM-TR Rehabilitado.

(b) Sismos MCE

Análisis	Δ_{total}		θ_{total} (%h _f)	θ (%h _x)	θ_{res} (%h _x)	
	(mm)	(pulg)				
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	409	16.1	1.68	2.57	0.34
	Bolu	798	31.4	3.27	4.65	0.17
	Gilroy	947	37.3	3.88	5.40	0.09
	Canoga	1011	39.8	4.14	4.79	0.15
	Tarzana	592	23.3	2.42	4.12	0.18
	Kobe	549	21.6	2.25	4.68	0.08
	Miyagi	653	25.6	2.68	5.37	0.22
	Artificial	709	27.9	2.91	3.24	0.33
	<i>m</i>	708	27.9	2.91	4.24*	0.13*
	<i>m</i> + σ	911	35.9	3.74	5.35*	0.25*
PARM-TR	Chi-Chi	467	18.4	1.92	3.25	0.38
	Bolu	483	19.0	1.98	3.06	0.59
	Gilroy	709	27.9	2.91	4.02	0.69
	Canoga	859	33.8	3.52	4.62	2.00
	Tarzana	671	26.4	2.75	3.65	1.00
	Kobe	572	22.5	2.35	3.35	0.56
	Miyagi	594	23.4	2.44	3.97	0.46
	Artificial	462	18.2	1.89	2.70	0.48
	<i>m</i>	602	23.7	2.47	3.10*	0.68
	<i>m</i> + σ	741	29.2	3.04	3.94*	1.27

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 5.11 Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Entrepiso, y Deriva Residual de Entrepiso del Sistema Gravitacional

(a) Sismos DBE

Análisis	$\Delta_{total, grav}$		$\theta_{total, grav}$ (%h _f)	θ_{grav} (%h _x)	$\theta_{res, grav}$ (%h _x)	
	(mm)	(pulg)				
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	307	12.1	1.26	1.97	0.06
	Bolu	588	23.2	2.41	4.11	0.15
	Gilroy	661	26.0	2.71	3.3	0.18
	Canoga	614	24.2	2.52	2.99	0.14
	Tarzana	481	18.9	1.97	3.11	0.11
	Kobe	370	14.6	1.52	4.04	0.13
	Miyagi	462	18.2	1.89	4.63	0.12
	Artificial	473	18.6	1.94	2.49	0.16
	<i>m</i>	494	19.5	2.03	3.20*	0.08*
	<i>m</i> + σ	616	24.2	2.52	4.20*	0.15*

(b) Sismos MCE

Análisis	$\Delta_{total, grav}$		$\theta_{total, grav}$ (%h _f)	θ_{grav} (%h _x)	$\theta_{res, grav}$ (%h _x)	
	(mm)	(pulg)				
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	417	16.4	1.71	2.99	0.37
	Bolu	836	32.9	3.43	5.97	0.48
	Gilroy	971	38.2	3.98	5.80	0.10
	Canoga	1023	40.3	4.20	5.00	0.17
	Tarzana	615	24.2	2.52	4.71	0.23
	Kobe	526	20.7	2.16	5.87	0.47
	Miyagi	700	27.6	2.87	7.33	0.84
	Artificial	720	28.4	2.95	3.67	0.33
	<i>m</i>	726	28.6	2.98	5.17*	0.34*
	<i>m</i> + σ	936	36.9	3.84	6.55*	0.60*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 5.12 Magnitudes Máximas del Cortante Basal Normalizado, Fuerzas de Inercia, Aceleración de Piso, Energía e Índice de Estabilidad del Análisis con Registros de Aceleraciones.

(a) Sismos DBE

Pórtico	Análisis	(*)	(*)	a (g)	Energía al Final del Registro			λ_u
		$\frac{V}{W}$	$\frac{F_i}{W}$		E_I (KN-m)	$\frac{E_{histerético}}{E_I}$	$\frac{E_{viscoso}}{E_I}$	
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.17	0.08	0.48	4722	0.69	0.31	11.0
	Bolu	0.21	0.14	0.80	5957	0.67	0.32	10.8
	Gilroy	0.17	0.08	0.50	5920	0.70	0.30	9.4
	Canoga	0.17	0.08	0.51	5982	0.65	0.30	12.1
	Tarzana	0.21	0.15	0.91	7068	0.58	0.36	9.0
	Kobe	0.18	0.12	0.75	3691	0.67	0.27	11.8
	Miyagi	0.21	0.11	0.66	4785	0.70	0.30	10.5
	Artificial	0.18	0.08	0.51	6551	0.65	0.31	9.4
	m	0.19	0.10*	0.62*	5584	0.66	0.31	10.5
	$m + \sigma$	0.21	0.12*	0.76*	6687	0.70	0.33	11.7
PARM-TR	Chi-Chi	0.23	0.10	0.65	5859	0.45	0.55	11.8
	Bolu	0.24	0.12	0.77	4104	0.45	0.55	12.9
	Gilroy	0.24	0.11	0.67	7487	0.64	0.35	10.6
	Canoga	0.23	0.10	0.63	10162	0.74	0.26	8.80
	Tarzana	0.27	0.17	1.05	11548	0.64	0.36	9.70
	Kobe	0.22	0.12	0.72	3881	0.54	0.46	13.6
	Miyagi	0.20	0.12	0.75	4225	0.59	0.41	12.2
	Artificial	0.23	0.11	0.66	5800	0.50	0.49	12.3
	m	0.23	0.12*	0.74*	6633	0.57	0.43	11.5
	$m + \sigma$	0.25	0.14*	0.87*	9522	0.67	0.53	13.1

(*) $W = 47500$ KN

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 5.12 (cont.) Magnitudes Máximas del Cortante Basal Normalizado, Fuerzas de Inercia, Aceleración de Piso, Energía e Índice de Estabilidad del Análisis con Registros de Aceleraciones

(b) Sismos MCE

Pórtico	Análisis	(*) $\frac{V}{W}$	(*) $\frac{F_i}{W}$	<i>a</i> (g)	Energía al Final del Registro			λ_u
					E_I (KN-m)	$\frac{E_{histerética}}{E_I}$	$\frac{E_{viscosa}}{E_I}$	
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.14	0.10	0.59	8536	0.75	0.31	8.6
	Bolu	0.24	0.19	1.13	9937	0.69	0.32	9.4
	Gilroy	0.19	0.12	0.73	9651	0.71	0.29	8.6
	Canoga	0.19	0.10	0.60	10907	0.70	0.29	11.0
	Tarzana	0.24	0.17	1.03	12780	0.64	0.36	9.6
	Kobe	0.23	0.14	0.88	5943	0.68	0.29	11.0
	Miyagi	0.25	0.14	0.89	12837	0.76	0.24	8.9
	Artificial	0.21	0.10	0.65	14588	0.70	0.28	8.7
	<i>m</i>	0.21	0.12*	0.76*	10647	0.70	0.30	9.48
	<i>m</i> + σ	0.25	0.16*	0.94*	13400	0.74	0.33	10.5
PARM-TR	Chi-Chi	0.24	0.13	0.79	13504	0.60	0.40	10.5
	Bolu	0.24	0.13	0.80	8907	0.62	0.37	10.8
	Gilroy	0.24	0.12	0.74	13583	0.69	0.30	8.80
	Canoga	0.24	0.13	0.79	18769	0.80	0.20	6.20
	Tarzana	0.28	0.26	1.54	21447	0.70	0.30	8.00
	Kobe	0.25	0.15	0.92	8084	0.68	0.32	9.60
	Miyagi	0.23	0.16	0.97	10299	0.71	0.29	10.1
	Artificial	0.26	0.11	0.66	12927	0.67	0.33	12.0
	<i>m</i>	0.25	0.14*	0.86*	13440	0.68	0.31	9.50
	<i>m</i> + σ	0.26	0.18*	1.06*	18098	0.74	0.37	11.3

(*) W = 47500 KN

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 5.13 Magnitud Máxima de Respuesta de las Vigas CPEF, Vigas TR y Conexiones del Análisis con Registros de Aceleraciones.

(a) Sismos DBE

Pórtico	Análisis	Vigas Interiores			Vigas Exteriores		
		$M/M_{p,n}$	θ_r (rad)	# vigas con $\varepsilon / \varepsilon_y > 3.0$	$M/M_{p,n}$	θ_r (rad)	# vigas con $\varepsilon / \varepsilon_y > 3.0$
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.85	0.0136	0	0.82	0.0162	0
	Bolu	1.06	0.0280	1	0.927	0.0310	0
	Gilroy	1.02	0.0264	0	0.92	0.0291	0
	Canoga	0.97	0.0232	0	0.90	0.0264	0
	Tarzana	0.96	0.0208	0	0.90	0.0247	0
	Kobe	1.04	0.0295	0	0.94	0.0327	0
	Miyagi	1.13	0.0365	2	0.97	0.0399	0
	Artificial	0.91	0.0182	0	0.86	0.0208	0
	m	0.95^*	0.0220^*	-	0.88^*	0.0248^*	-
	$m + \sigma$	1.07^*	0.0310^*	-	0.94^*	0.0344^*	-
		Vigas Interiores			Vigas Exteriores		
		$M/M_{p,n}$	θ_p (rad)	# vigas con $\varepsilon / \varepsilon_y > 3.0$	$M/M_{p,n}$	θ_p (rad)	# vigas con $\varepsilon / \varepsilon_y > 3.0$
PARM-TR	Chi-Chi	1.29	0.0151	0	1.31	0.0186	0
	Bolu	1.27	0.0046	0	1.29	0.0109	0
	Gilroy	1.29	0.0113	0	1.32	0.0199	0
	Canoga	1.31	0.0127	0	1.35	0.0207	0
	Tarzana	1.32	0.0131	0	1.38	0.0216	0
	Kobe	1.29	0.0156	0	1.31	0.0179	0
	Miyagi	1.31	0.0177	0	1.33	0.0207	0
	Artificial	1.29	0.0109	0	1.31	0.0141	0
	m	1.30^*	0.0120^*	-	1.31^*	0.0150^*	-
	$m + \sigma$	1.31^*	0.0163^*	-	1.34^*	0.0191^*	-

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los sismos.

Tabla 5.13 (cont.) Magnitud Máxima de Respuesta de las Vigas CPEF, Vigas TR y Conexiones del Análisis de Registro de Aceleraciones.

(b) Sismos MCE

Pórtico	Análisis	Vigas Interiores			Vigas Exteriores		
		$M/M_{p,n}$	θ_r (rad)	# vigas con $\epsilon / \epsilon_y > 3.0$	$M/M_{p,n}$	θ_r (rad)	# vigas con $\epsilon / \epsilon_y > 3.0$
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.95	0.0202	0	0.84	0.0243	0
	Bolu	1.11	0.0423	6	1.07	0.0456	2
	Gilroy	1.26	0.0481	8	1.09	0.0515	4
	Canoga	1.20	0.0419	11	1.07	0.0448	3
	Tarzana	1.11	0.0359	3	0.99	0.0396	3
	Kobe	1.15	0.0428	4	1.07	0.0461	1
	Miyagi	1.23	0.0501	8	1.12	0.0532	5
	Artificial	1.12	0.0270	2	1.04	0.0332	1
	m	1.10^*	0.0382^*	-	0.99^*	0.0413^*	-
	$m + \sigma$	1.24^*	0.0486^*	-	1.10^*	0.0520^*	-
		Vigas Interiores			Vigas Exteriores		
		$M/M_{p,n}$	θ_p (rad)	# vigas con $\epsilon / \epsilon_y > 3.0$	$M/M_{p,n}$	θ_p (rad)	# vigas con $\epsilon / \epsilon_y > 3.0$
PARM-TR	Chi-Chi	1.33	0.0191	0	1.35	0.0223	0
	Bolu	1.31	0.0178	0	1.33	0.0211	0
	Gilroy	1.32	0.0206	0	1.36	0.0298	0
	Canoga	1.37	0.0289	0	1.40	0.0399	0
	Tarzana	1.40	0.0198	0	1.40	0.0296	0
	Kobe	1.32	0.0192	0	1.36	0.0247	0
	Miyagi	1.34	0.0238	0	1.36	0.0322	0
	Artificial	1.33	0.0144	0	1.36	0.0164	0
	m	1.33^*	0.0192^*	-	1.35^*	0.0220^*	-
	$m + \sigma$	1.35^*	0.0216^*	-	1.38^*	0.0302^*	-

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los sismos.

Tabla 5.14 Magnitud Máxima de Respuesta de las Vigas del Análisis con Registros de Aceleraciones.

(a) Sismos DBE

Pórtico	Análisis	Vigas Interiores		Vigas Exteriores	
		ϵ / ϵ_y	P / P_y	ϵ / ϵ_y	P / P_y
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	1.09	0.32	1.10	0.31
	Bolu	3.11	0.64	1.93	0.57
	Gilroy	2.09	0.62	1.62	0.57
	Canoga	1.74	0.62	1.43	0.56
	Tarzana	1.41	0.59	1.43	0.56
	Kobe	2.42	0.63	2.18	0.55
	Miyagi	13.00	0.69	2.97	0.58
	Artificial	1.19	0.56	1.21	0.53
	m	4.77*	0.56*	1.66*	0.52*
	$m + \sigma$	10.05*	0.68*	2.46*	0.62*

(b) Sismos MCE

Pórtico	Análisis	Vigas Interiores		Vigas Exteriores	
		ϵ / ϵ_y	P / P_y	ϵ / ϵ_y	P / P_y
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	1.26	0.32	1.20	0.31
	Bolu	8.53	0.72	15.14	0.64
	Gilroy	40.14	0.79	15.24	0.66
	Canoga	31.76	0.77	14.57	0.68
	Tarzana	8.79	0.68	4.03	0.63
	Kobe	16.25	0.72	16.03	0.64
	Miyagi	35.35	0.77	25.86	0.71
	Artificial	18.80	0.64	9.31	0.61
	m	22.09*	0.65*	10.67*	0.59*
	$m + \sigma$	36.15*	0.82*	21.50*	0.72*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los sismos.

Tabla 5.15 Respuesta Máxima de los Torones PT del Análisis con Registros de Aceleraciones

(a) Sismos DBE

Pórtico	Análisis	Torones PT	
		$\frac{T}{T_u}$	$\frac{T}{P_y}$
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.47	0.37
	Bolu	0.58	0.47
	Gilroy	0.59	0.47
	Canoga	0.60	0.48
	Tarzana	0.54	0.43
	Kobe	0.52	0.44
	Miyagi	0.57	0.50
	Artificial	0.53	0.42
	<i>m</i>	0.54*	0.43*
	<i>m + σ</i>	0.59*	0.47*

(b) Sismos MCE

Pórtico	Análisis	Torones PT	
		$\frac{T}{T_u}$	$\frac{T}{P_y}$
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.53	0.42
	Bolu	0.66	0.53
	Gilroy	0.68	0.59
	Canoga	0.74	0.59
	Tarzana	0.57	0.50
	Kobe	0.60	0.53
	Miyagi	0.65	0.58
	Artificial	0.64	0.51
	<i>m</i>	0.59*	0.50*
	<i>m + σ</i>	0.64*	0.57*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 5.16 Magnitudes Máximas de Respuesta Inelástica de las Columnas y Zonas de Panel del Análisis con Registros de Aceleraciones.

(a) Sismos DBE

Pórtico	Análisis	Columnas al Nivel del Suelo	Zona de Panel (ZP)	
		θ_p (rad)	$\theta_{pz,p}^{**}$ (rad)	# ZP en fluencia
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.0004	0	0
	Bolu	0.0050	0	0
	Gilroy	0.0059	0	0
	Canoga	0.0075	0	0
	Tarzana	0.0054	0	0
	Kobe	0.0029	0	0
	Miyagi	0.0041	0.0002	1
	Artificial	0.0018	0	0
	<i>m</i>	<i>0.0041</i>	<i>0*</i>	-
	<i>m + σ</i>	<i>0.0064</i>	<i>0.0001*</i>	-
	PARM-TR	Chi-Chi	0.0023	0.0031
Bolu		0.0043	0.0025	9
Gilroy		0.0106	0.0036	12
Canoga		0.0115	0.0036	13
Tarzana		0.0076	0.0026	18
Kobe		0.0006	0.0030	10
Miyagi		0.0004	0.0029	14
Artificial		0.0008	0.0029	14
<i>m</i>		<i>0.0047</i>	<i>0.0027*</i>	-
<i>m + σ</i>		<i>0.0093</i>	<i>0.0034*</i>	-

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

** = zonas de panel interiores.

Tabla 5.16 (cont.) Magnitudes Máximas de Respuesta Inelástica de las Columnas y Zonas de Panel del Análisis con Registro de Aceleraciones.

(b) Sismos MCE

Pórtico	Análisis	Columnas al Nivel del Suelo	Zona de Panel (ZP)	
		θ_p (rad)	$\theta_{pz,p}^{**}$ (rad)	# ZP en fluencia
PARM-TR Rehabilitado	Chi-Chi	0.0018	0	0
	Bolu	0.0126	0.0001	1
	Gilroy	0.0110	0.0010	2
	Canoga	0.0256	0.0005	1
	Tarzana	0.0097	0.0006	1
	Kobe	0.0059	0.0001	1
	Miyagi	0.0251	0.0006	1
	Artificial	0.0171	0	0
	<i>m</i>	<i>0.0136</i>	<i>0.0004*</i>	-
	<i>m + σ</i>	<i>0.0221</i>	<i>0.0007*</i>	-
PARM-TR	Chi-Chi	0.0058	0.0033	15
	Bolu	0.0076	0.0028	13
	Gilroy	0.0204	0.0041	15
	Canoga	0.0288	0.0048	17
	Tarzana	0.0155	0.0042	18
	Kobe	0.0070	0.0033	15
	Miyagi	0.0068	0.0031	15
	Artificial	0.0076	0.0036	16
	<i>m</i>	<i>0.0124</i>	<i>0.0035*</i>	-
	<i>m + σ</i>	<i>0.0208</i>	<i>0.0043*</i>	-

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

** = zonas de panel interiores.

Tabla 5.17 Estados Límites alcanzados por los Análisis

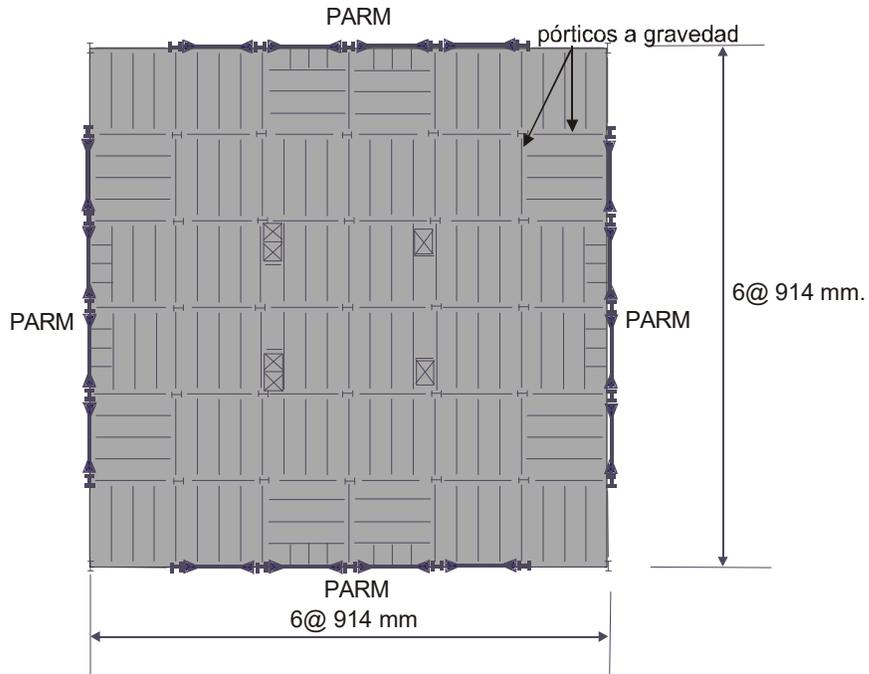
Estado Límite	Análisis al nivel DBE	Análisis al nivel MCE
Descompresión	todos los análisis DBE	todos los análisis MCE
Abertura Inminente	todos los análisis DBE	todos los análisis MCE
Fluencia de zona de panel (**)	Miyagi	todos los análisis MCE excepto Chi-Chi y Artificial
Articulación plástica de las columnas de la planta baja al nivel del suelo	todos los análisis DBE	todos los análisis MCE
Deformaciones de vigas $> 2\varepsilon_y$	Bolu, Miyagi	todos los análisis MCE excepto Chi-Chi
Deriva de entrepiso que excede los límites amplificados para el nivel de Ocupación Inmediata (OI) (*)	Bolu, Gilroy, Kobe y Miyagi	Gilroy, Miyagi
Deriva de entrepiso del sistema gravitacional que excede el límite para OI (*)	Bolu, Kobe y Miyagi	Bolu, Gilroy, Kobe y Miyagi
Pandeo local de la viga (*)	Kobe, Miyagi	todos los análisis MCE excepto Chi-Chi
Fluencia de torones	ninguno	ninguno
Deriva de entrepiso que excede los límites amplificados para el nivel de Prevención del Colapso (PC) (*)	ninguno	ninguno
Deformación del sistema gravitacional que excede el límite para PC (*)	ninguno	Bolu, Gilroy, Kobe y Miyagi

 = aceptado por el criterio de diseño, ver Capítulo 4 y Tabla 4.5

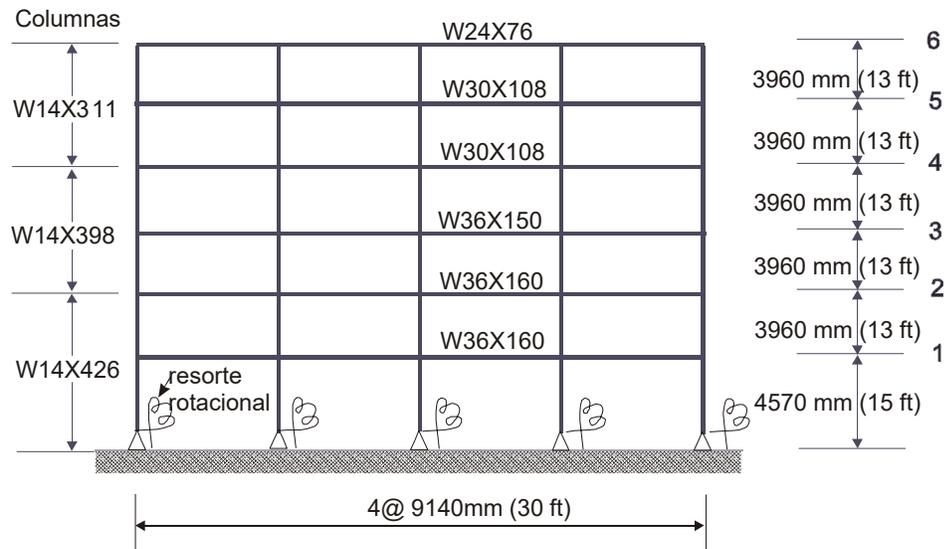
 = no aceptado por el criterio de diseño, ver Capítulo 4 y Tabla 4.5

(**) = la aceptación del criterio es seleccionada por el diseñador

(*) = ver Tabla 4.5 para los límites de criterios de diseño



(a) disposición en planta del sistema estructural



(b) secciones del pórtico resistente a momento

Figura 5.1 Sistema Estructural usado para el estudio analítico de PARM-TR y REHABILITADO (Tomado de Rojas 2003).

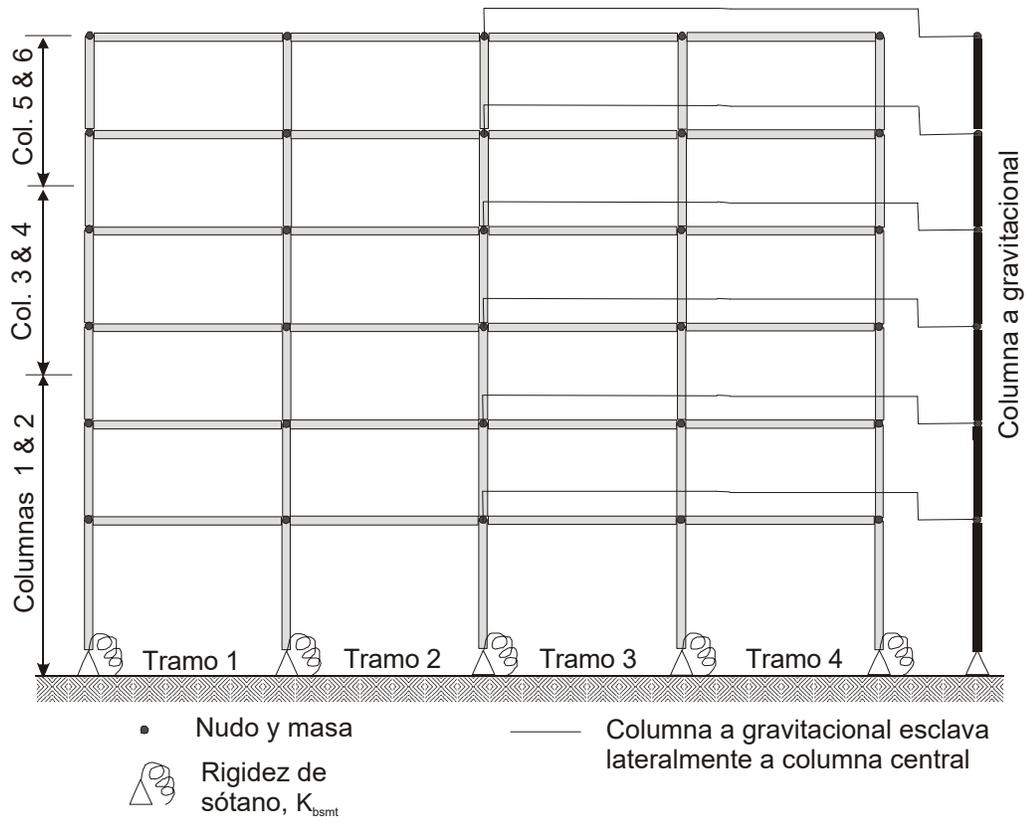


Figura 5.2 Modelo del PARM-TR (Tomado de Rojas 2003)

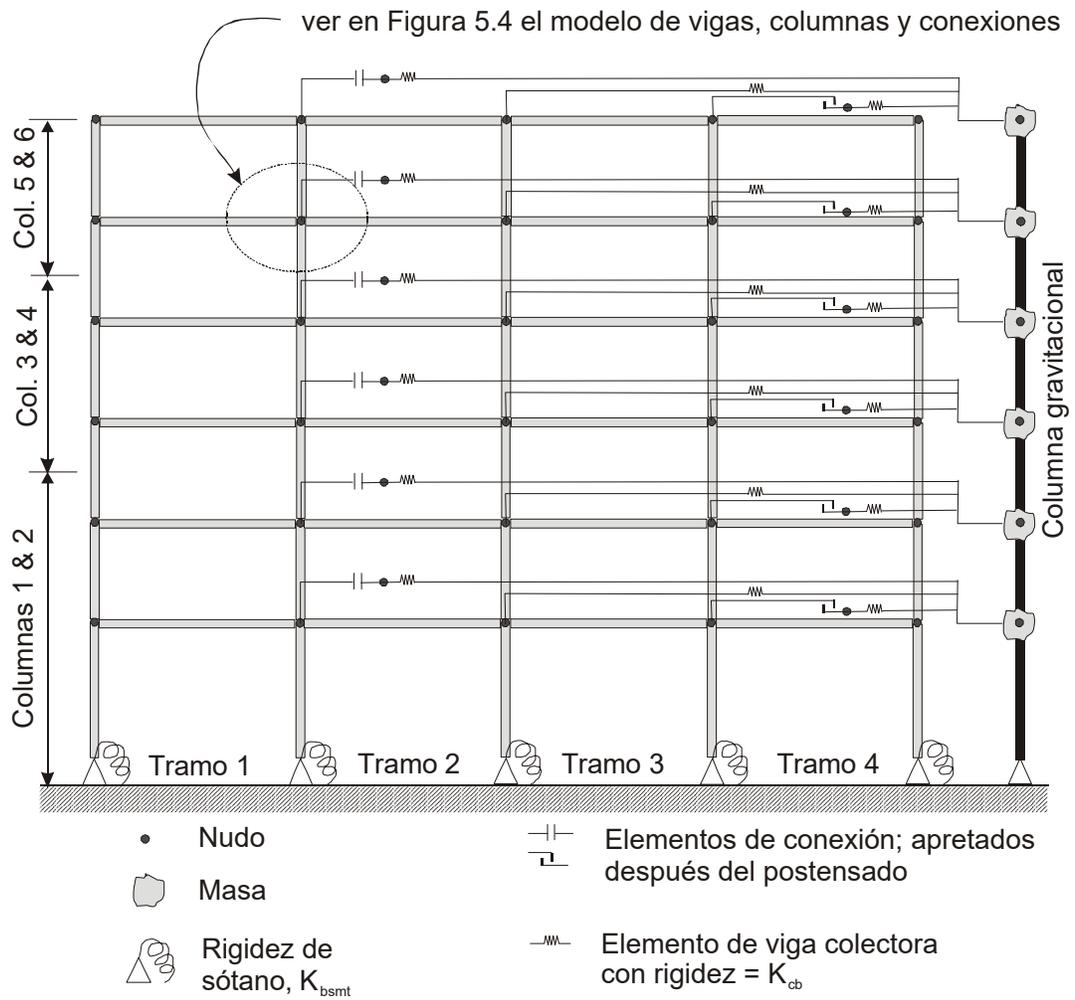


Figura 5.3 Modelo del PARM-TR Rehabilitado (Tomado de Rojas 2004)

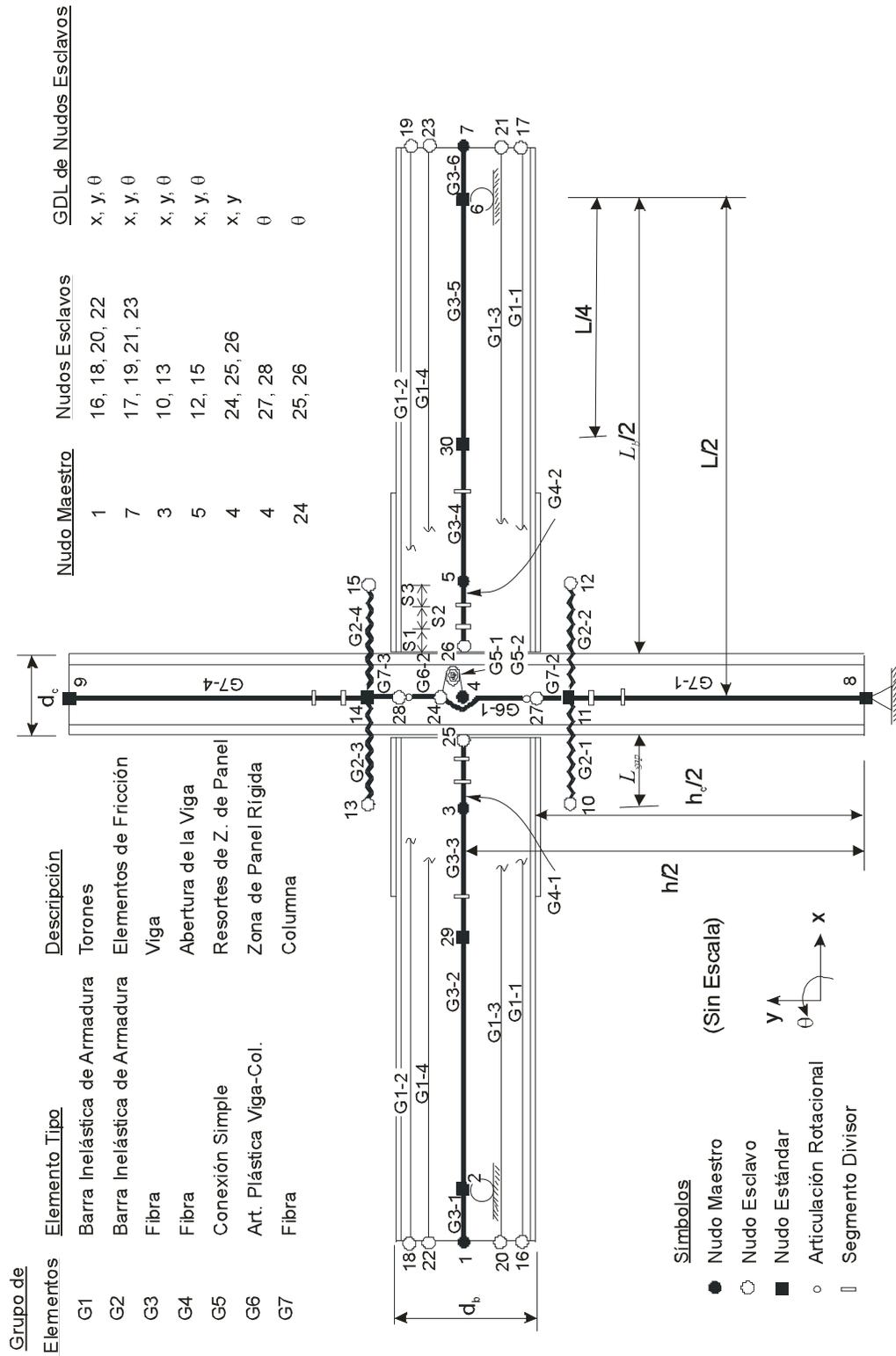
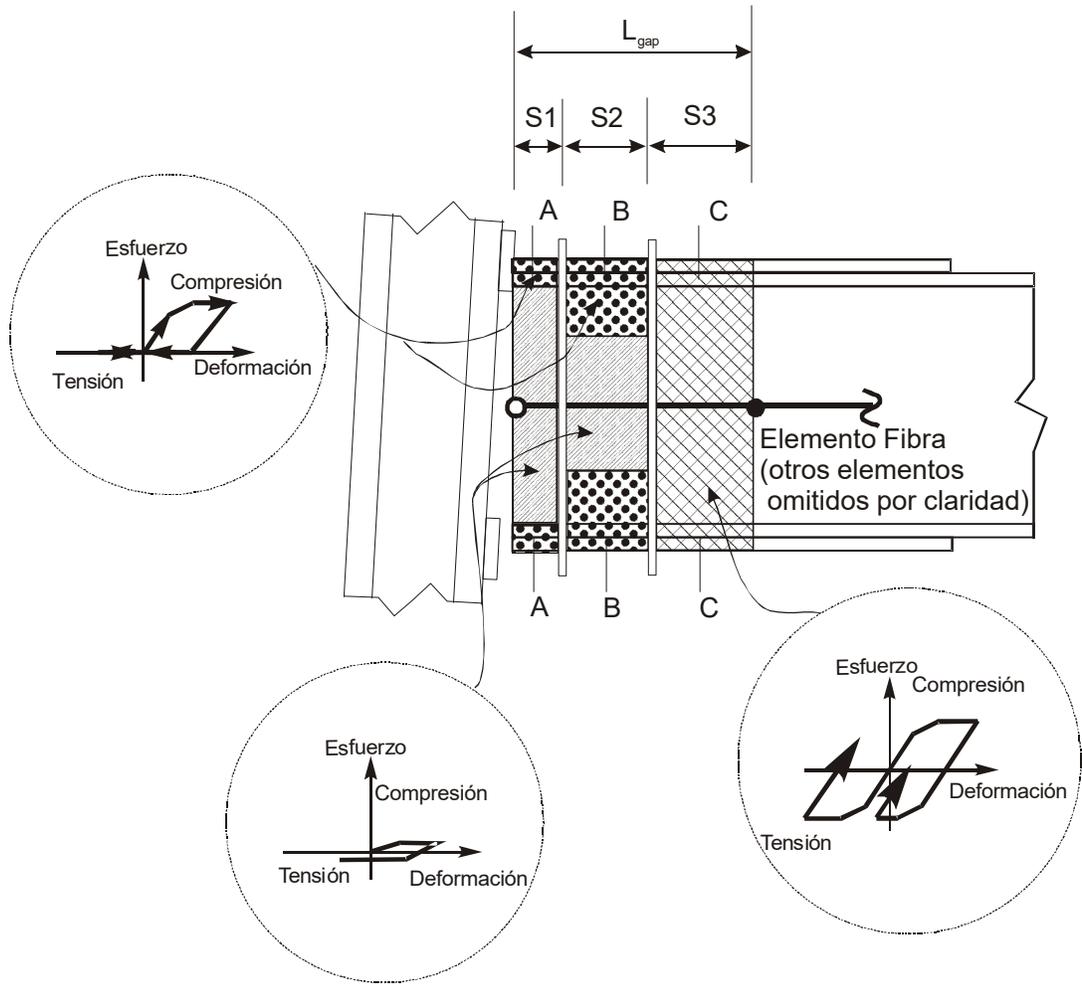
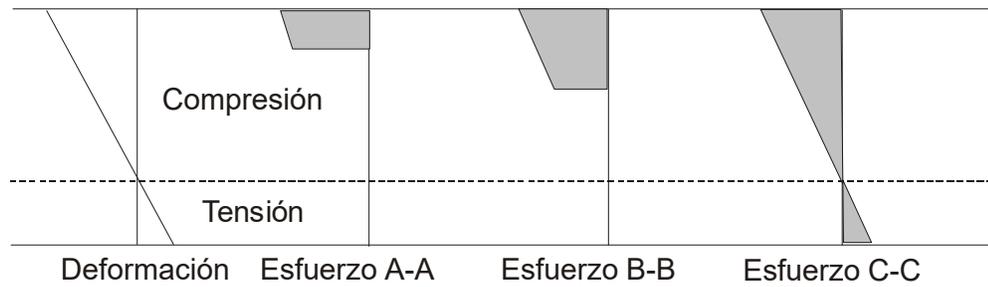


Figura 5.4 Modelo en DRAIN-2DX de un Cruciforme con CPEF (Tomado de Rojas 2003)



(a) Descripción



(b) Relación esfuerzo- deformación a través de cada segmento

Figura 5.5 Modelo de la Abertura

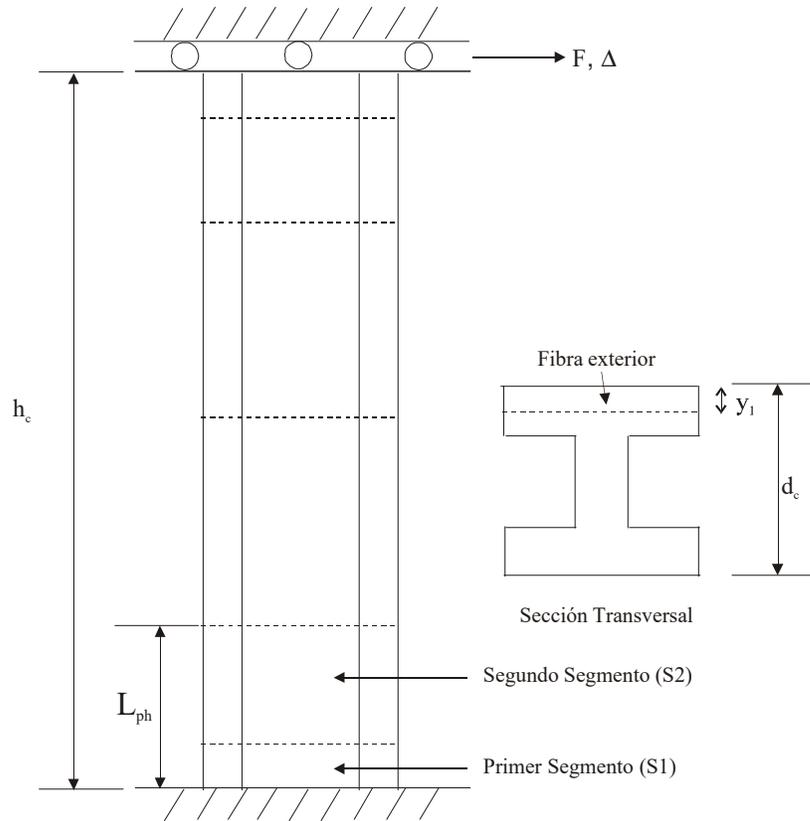


Figura 5.6 Modelo de las Columnas (Tomado de Rojas 2003).

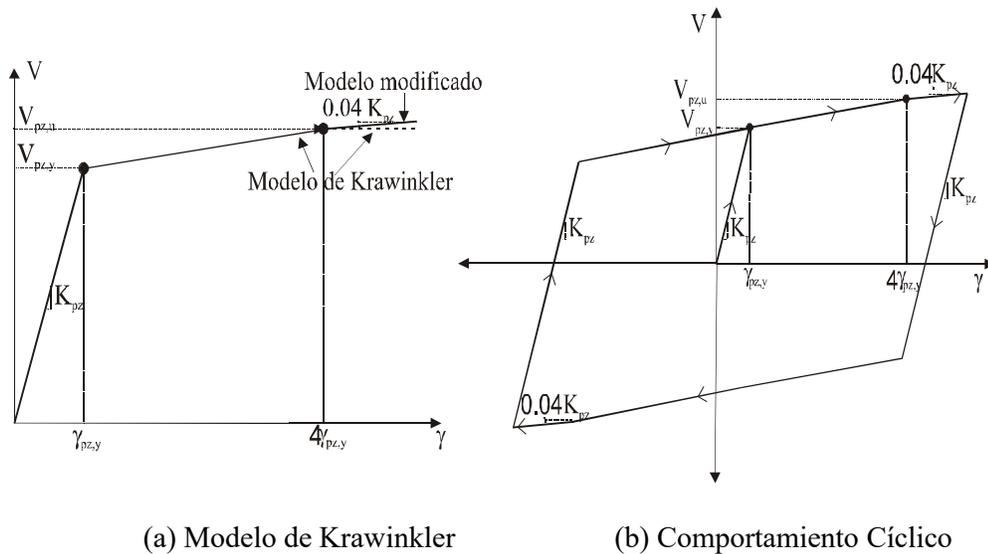


Figura 5.7 Modelo DRAIN de la zona de panel (Tomado de Rojas 2003).

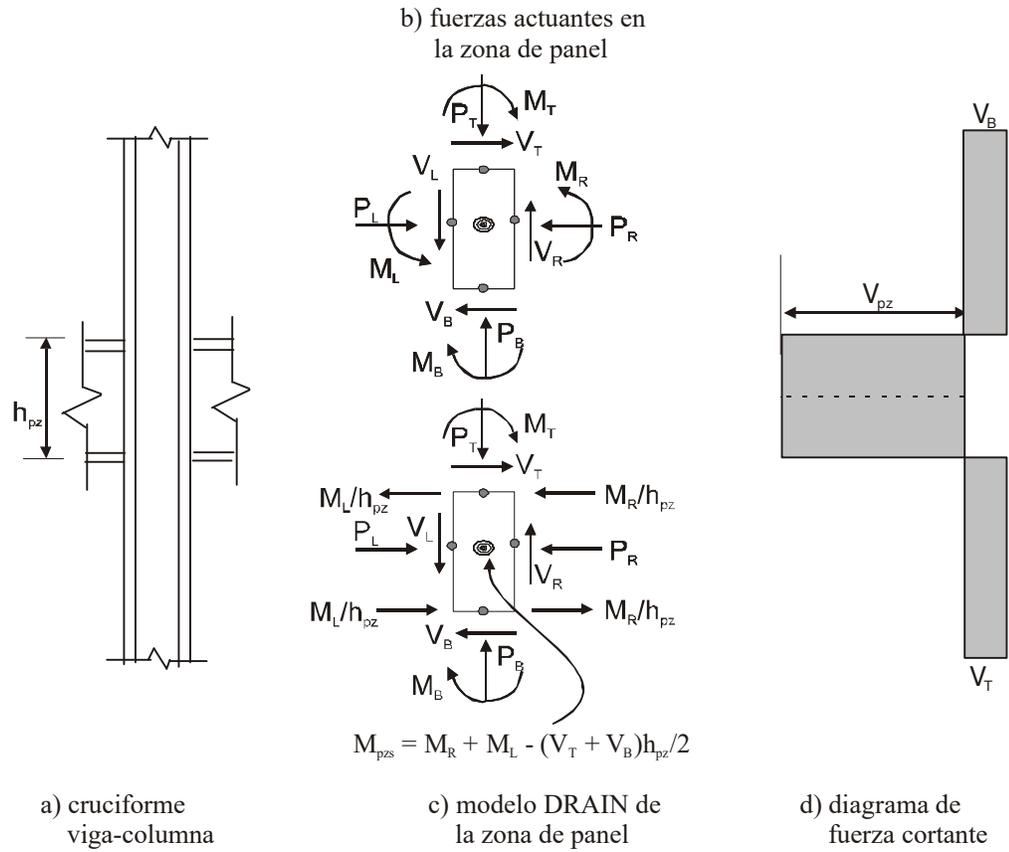
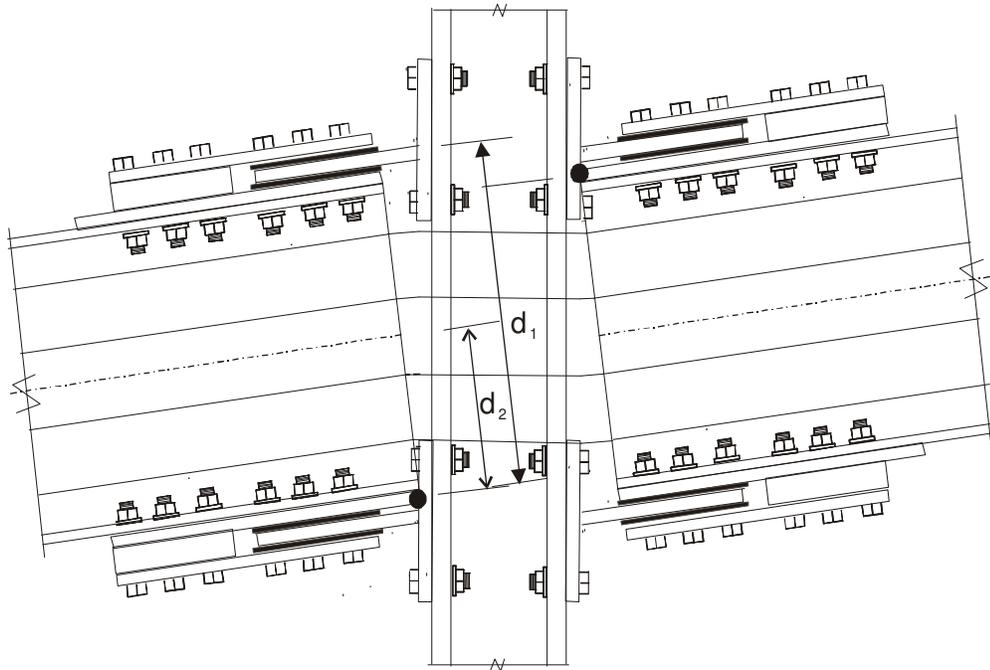
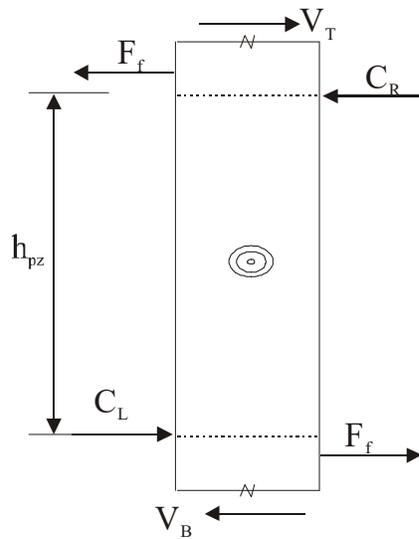


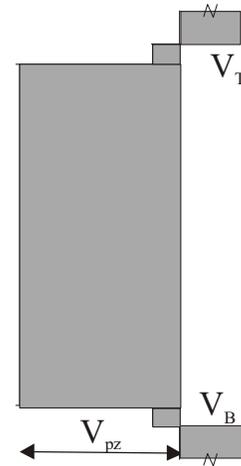
Figura 5.8 Modelo DRAIN de la Zona de Panel (conexión interior).



(a) Configuración deformada

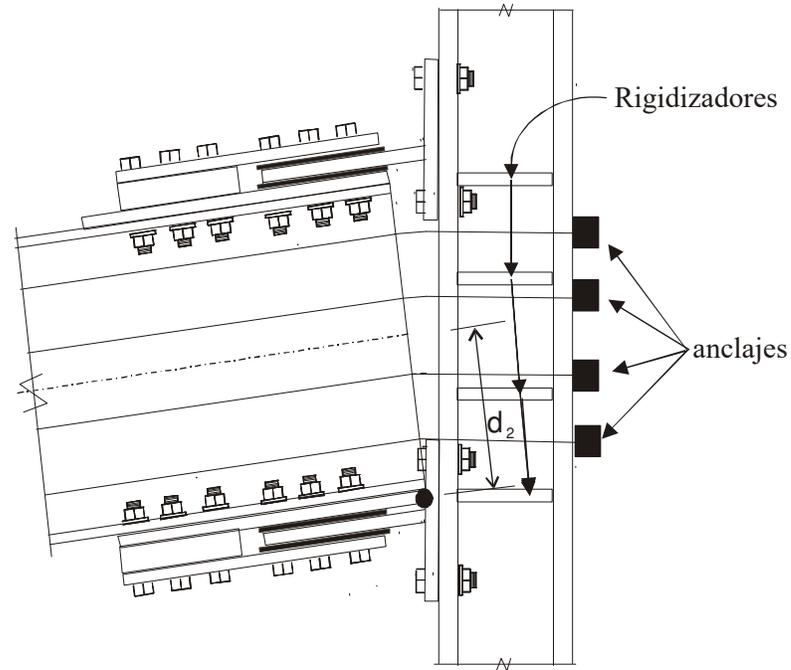


(b) Diagrama de cuerpo libre en el límite exterior de la zona de panel

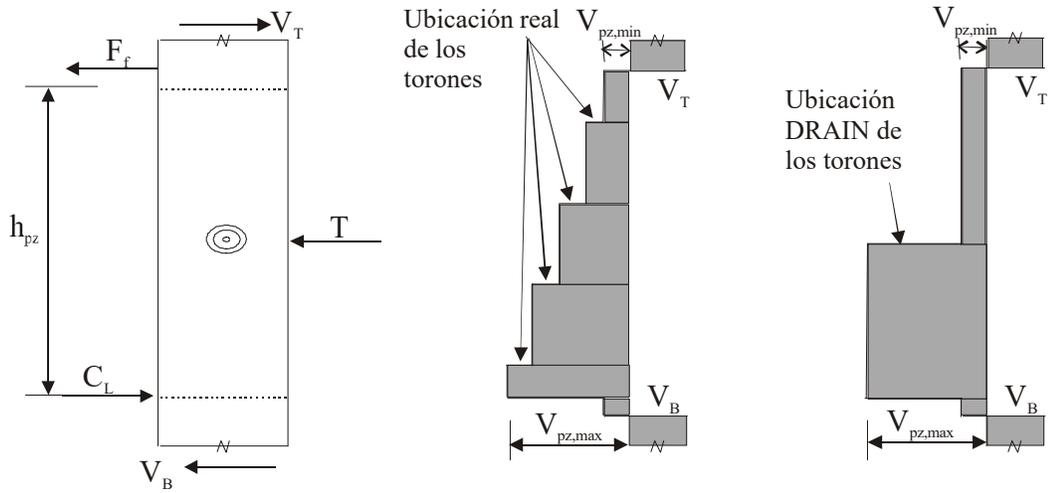


(c) Diagrama de fuerza cortante

Figura 5.9 Comportamiento de la zona de panel interior en una CPEF.



(a) Configuración deformada



(b) diagrama de cuerpo libre en el límite exterior de la zona de panel (asumiendo un solo torón)

(c) diagrama real de fuerza cortante

(d) diagrama de fuerza cortante (Ecuación 5.13)

Figura 5.10 Comportamiento de la zona de panel exterior en una CPEF.

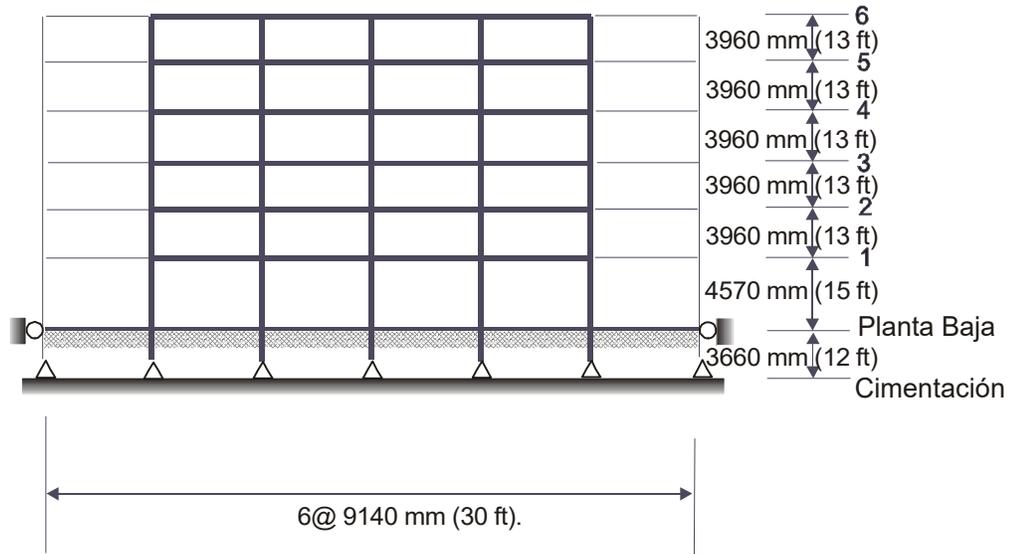


Figura 5.11 Elevación del Pórtico Prototipo

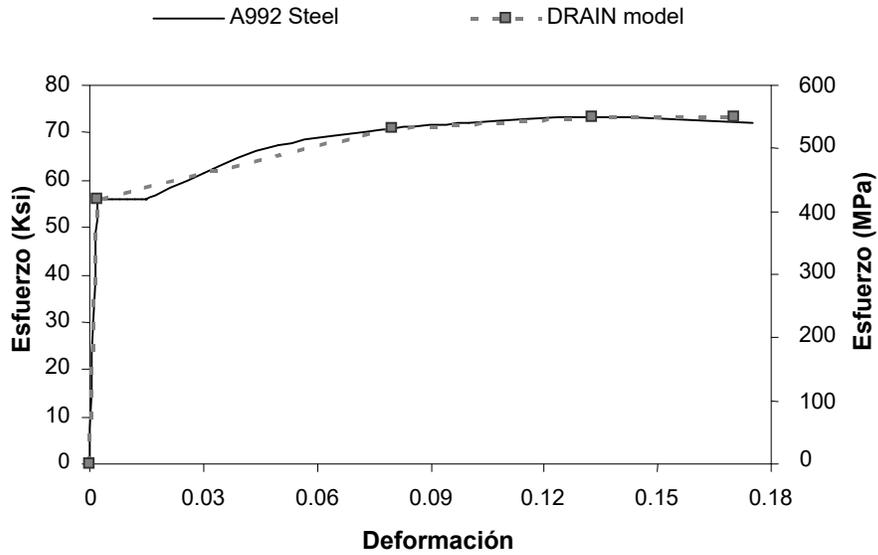
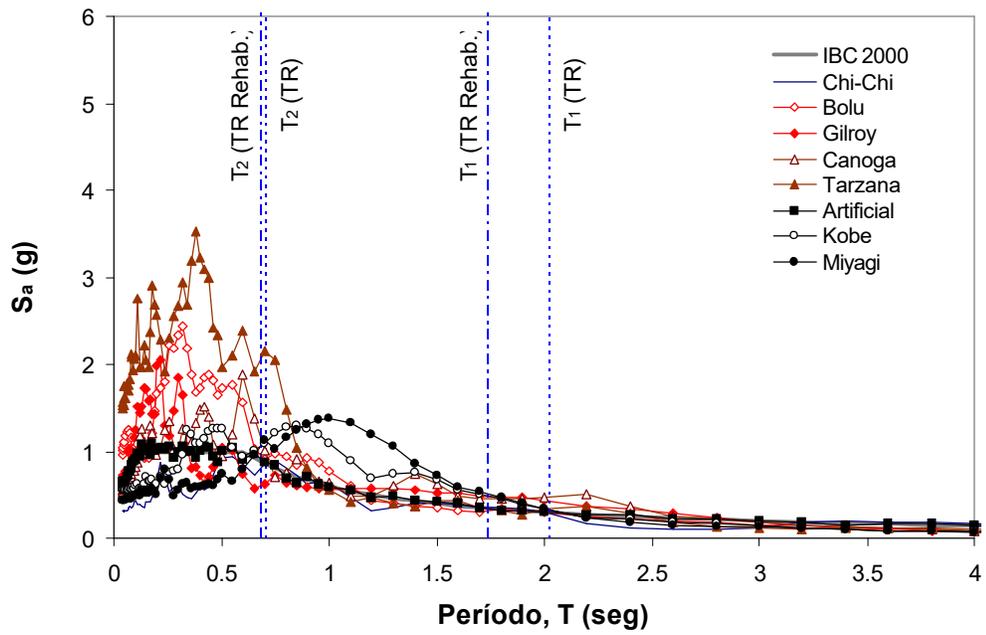
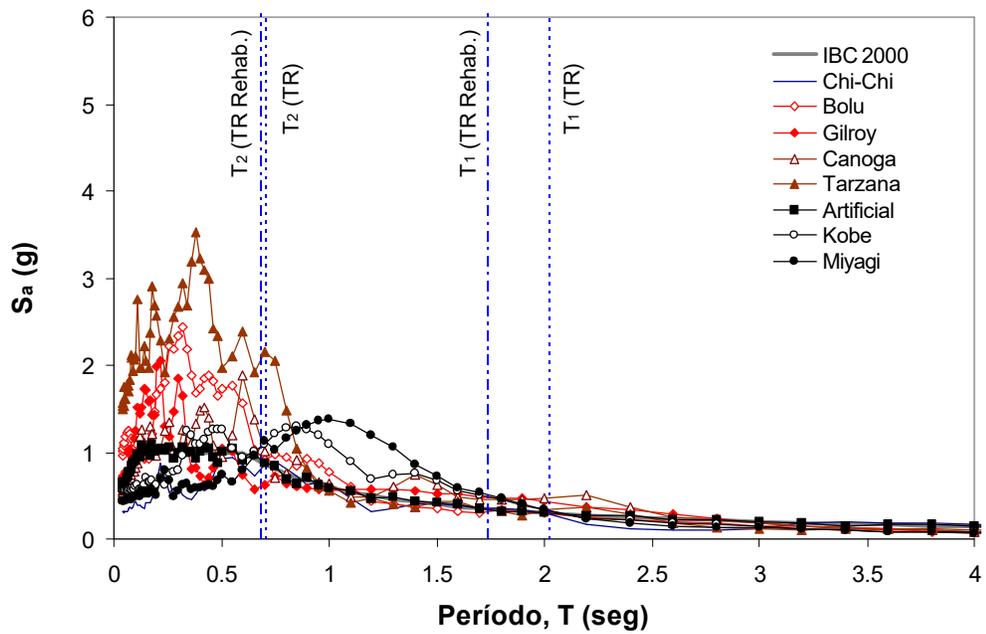


Figura 5.12 Comparación de la relación esfuerzo-deformación usada en el modelo DRAIN con las propiedades promedio del acero A992.



(a) Nivel DBE



(b) Nivel MCE

Figura 5.13 Espectro de respuesta de la pseudo-aceleración para los registros de aceleraciones usados en el análisis (Tomado de Rojas 2003).

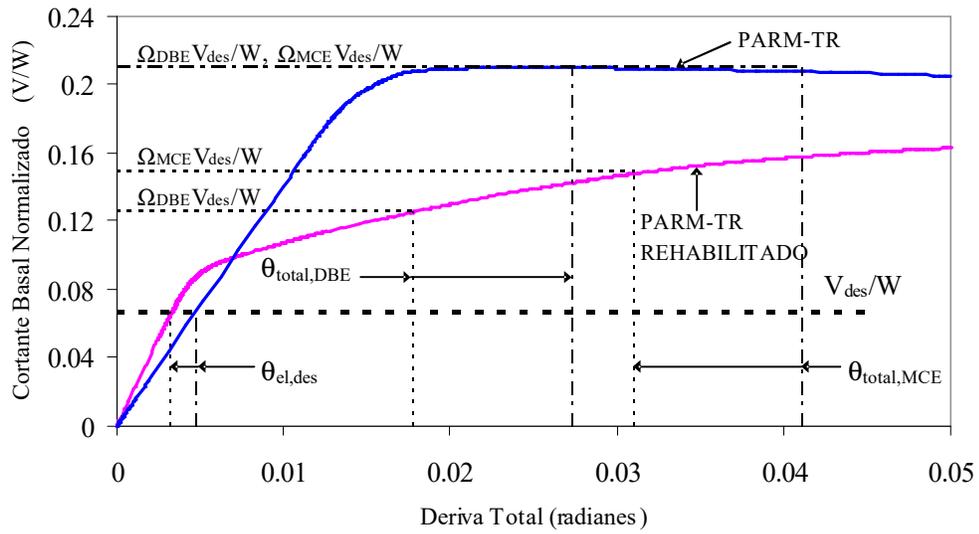


Figura 5.14 Cortante basal normalizado vs. deriva total.

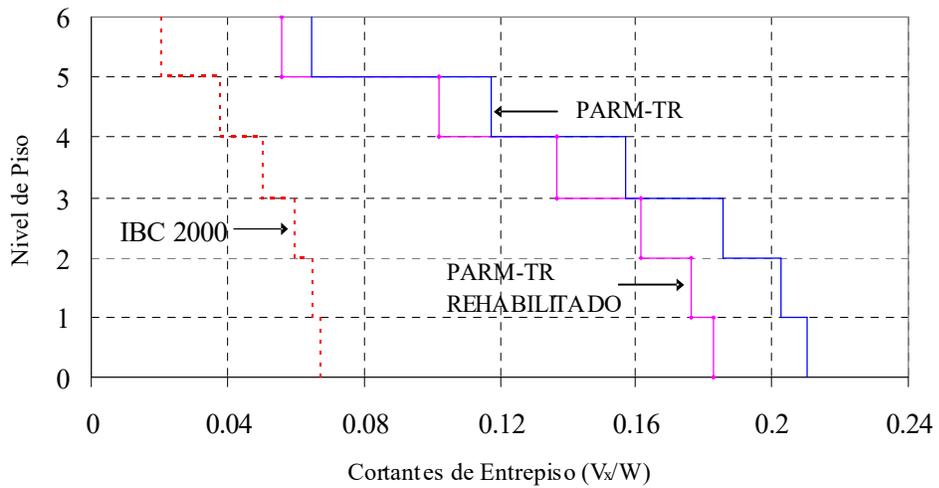


Figura 5.15 Distribución de los cortantes de entrepiso normalizados al 5% de la deriva total.

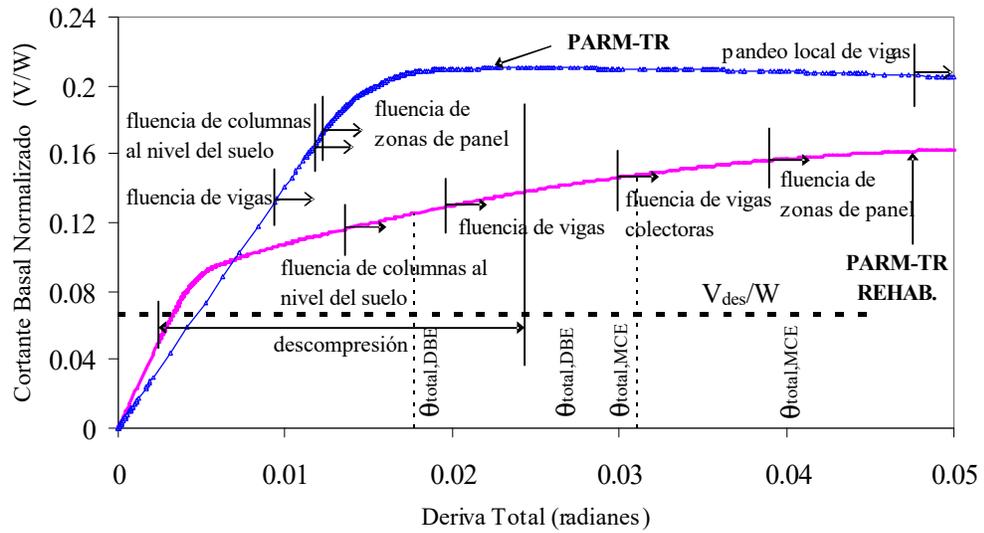
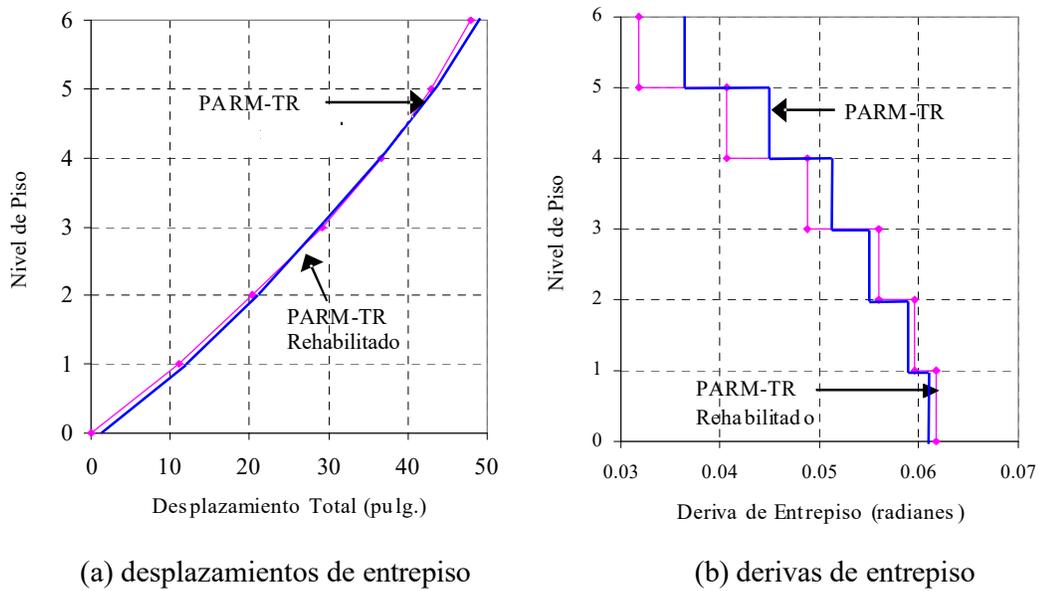


Figura 5.16 Estados límites para PARM-TR Rehabilitado con CPEF y PARM-TR.



(a) desplazamientos de entrepiso

(b) derivas de entrepiso

Figura 5.17 Desplazamientos de piso y derivas de entrepiso al 5% de la deriva total obtenidos del análisis estático lateral.

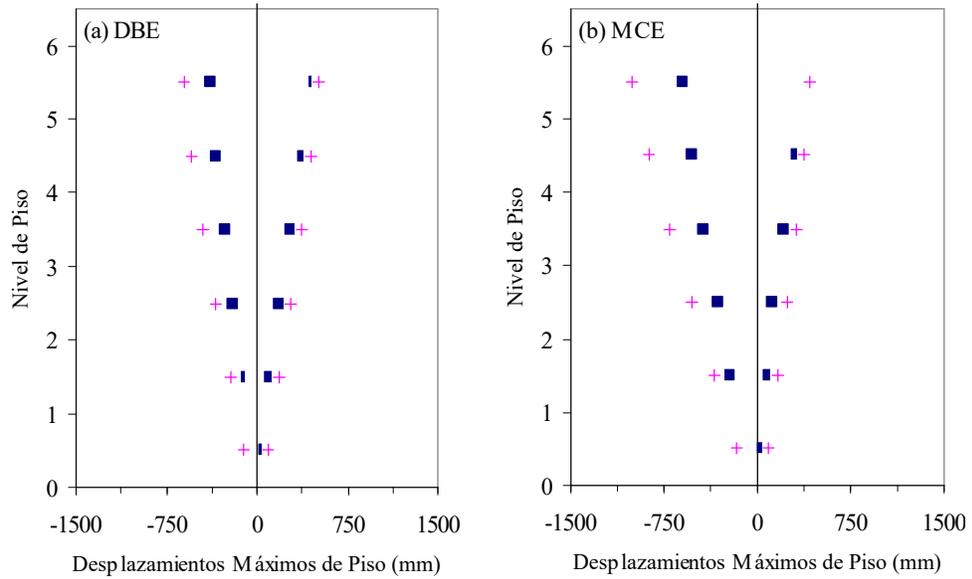


Figura 5.18 Desplazamientos máximos de piso para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleraciones Canoga: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

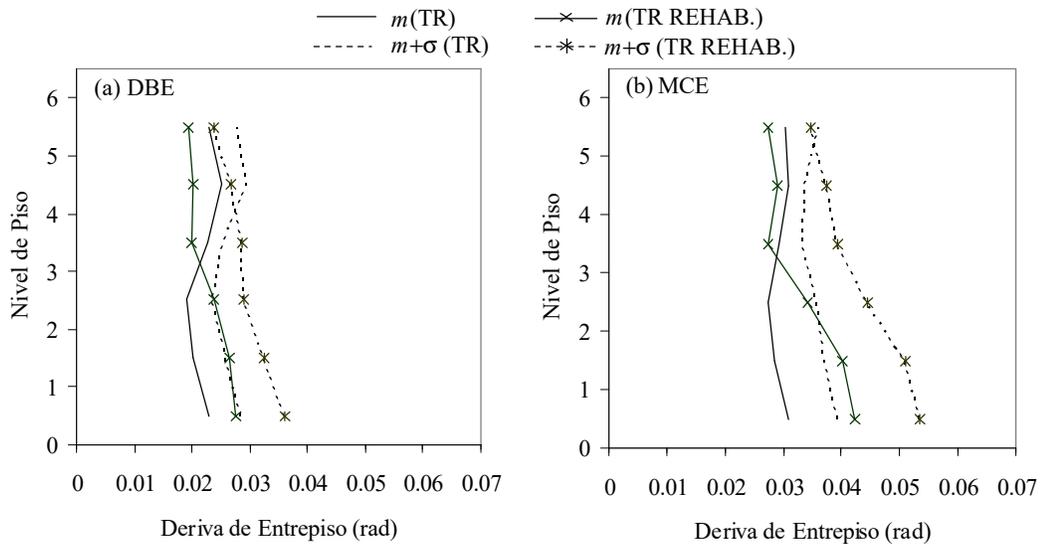


Figura 5.19 Derivas máximas de entrepiso obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

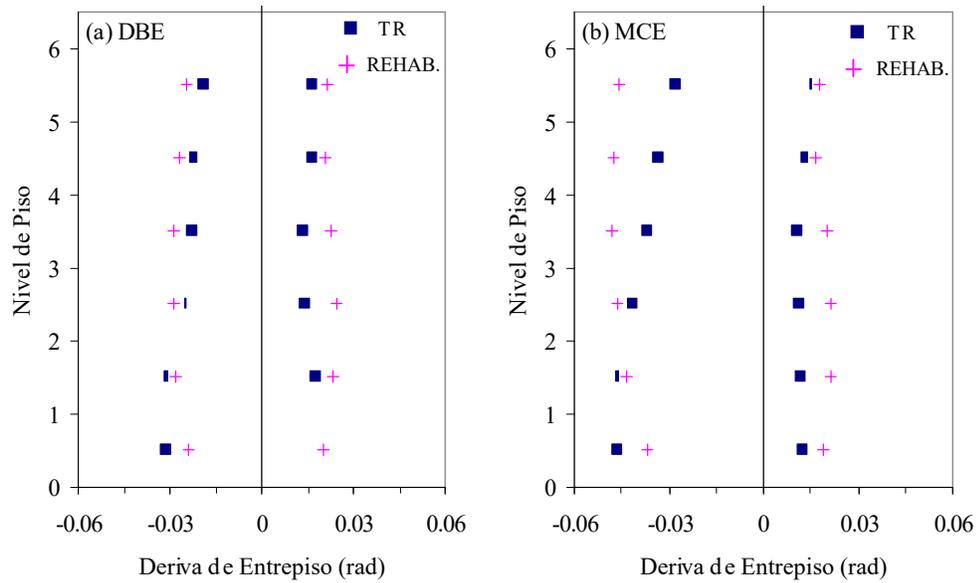


Figura 5.20 Derivas máximas de entrepiso para los PARM-TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleración Canoga: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

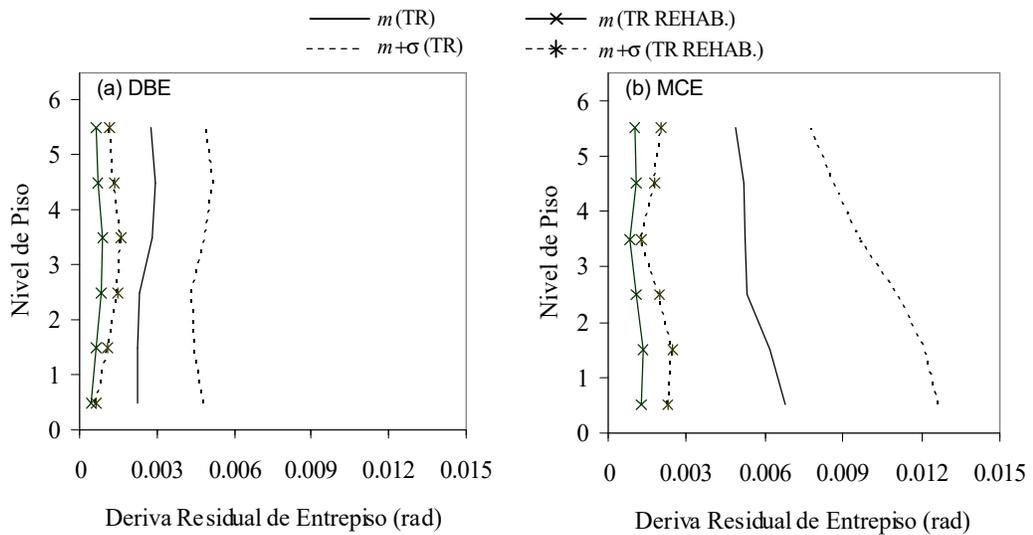


Figura 5.21 Derivas residuales de entrepiso obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

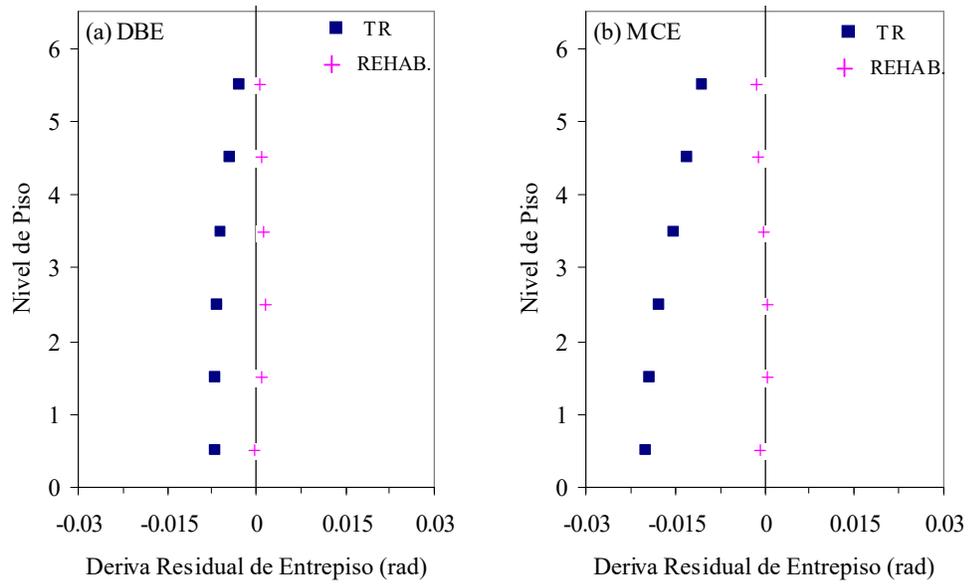


Figura 5.22 Derivas Residuales de entrepiso para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujetos al registro de aceleración Canoga: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

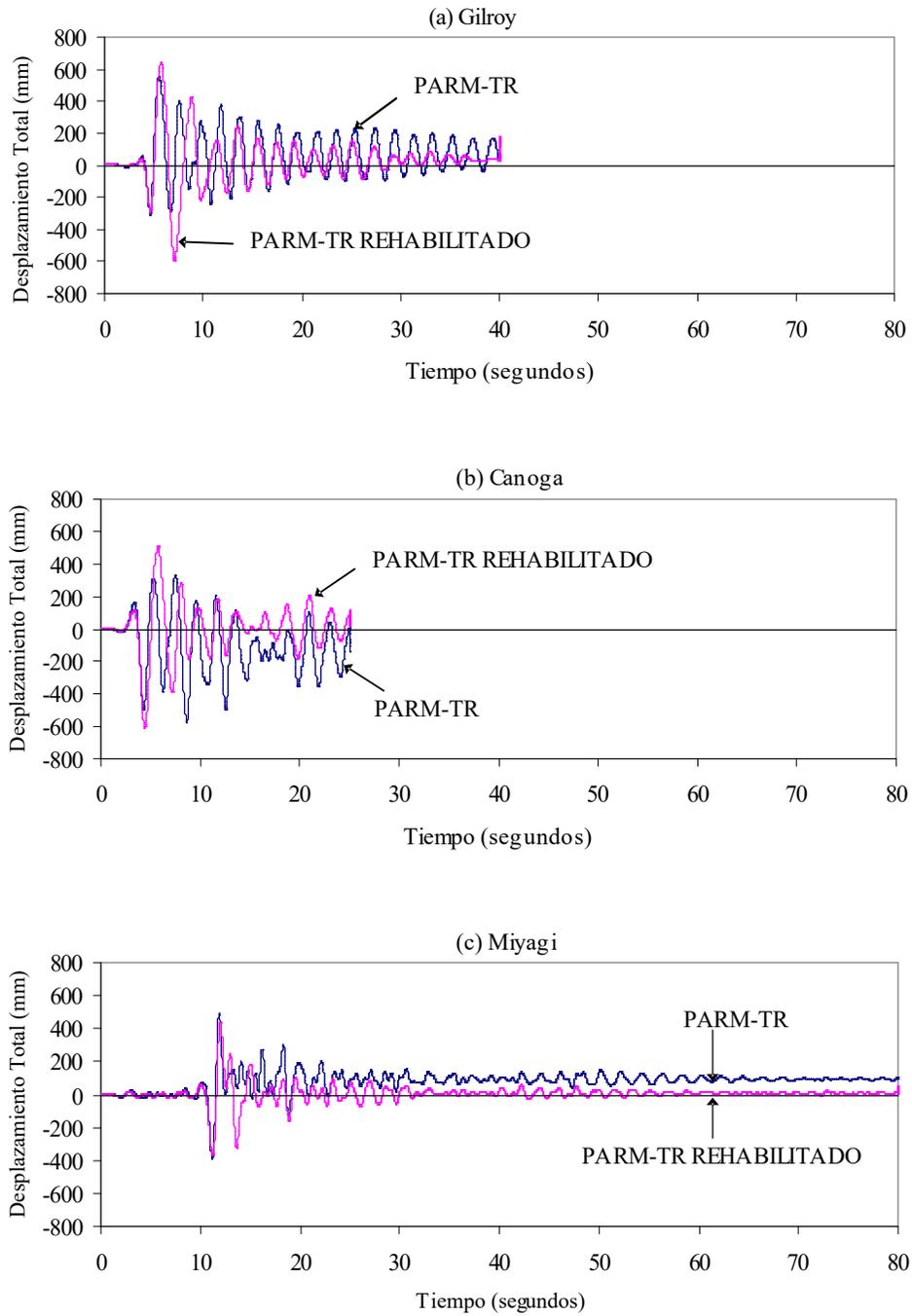


Figura 5.23 Desplazamiento de último piso obtenidos del análisis de registros de aceleraciones para el nivel DBE.

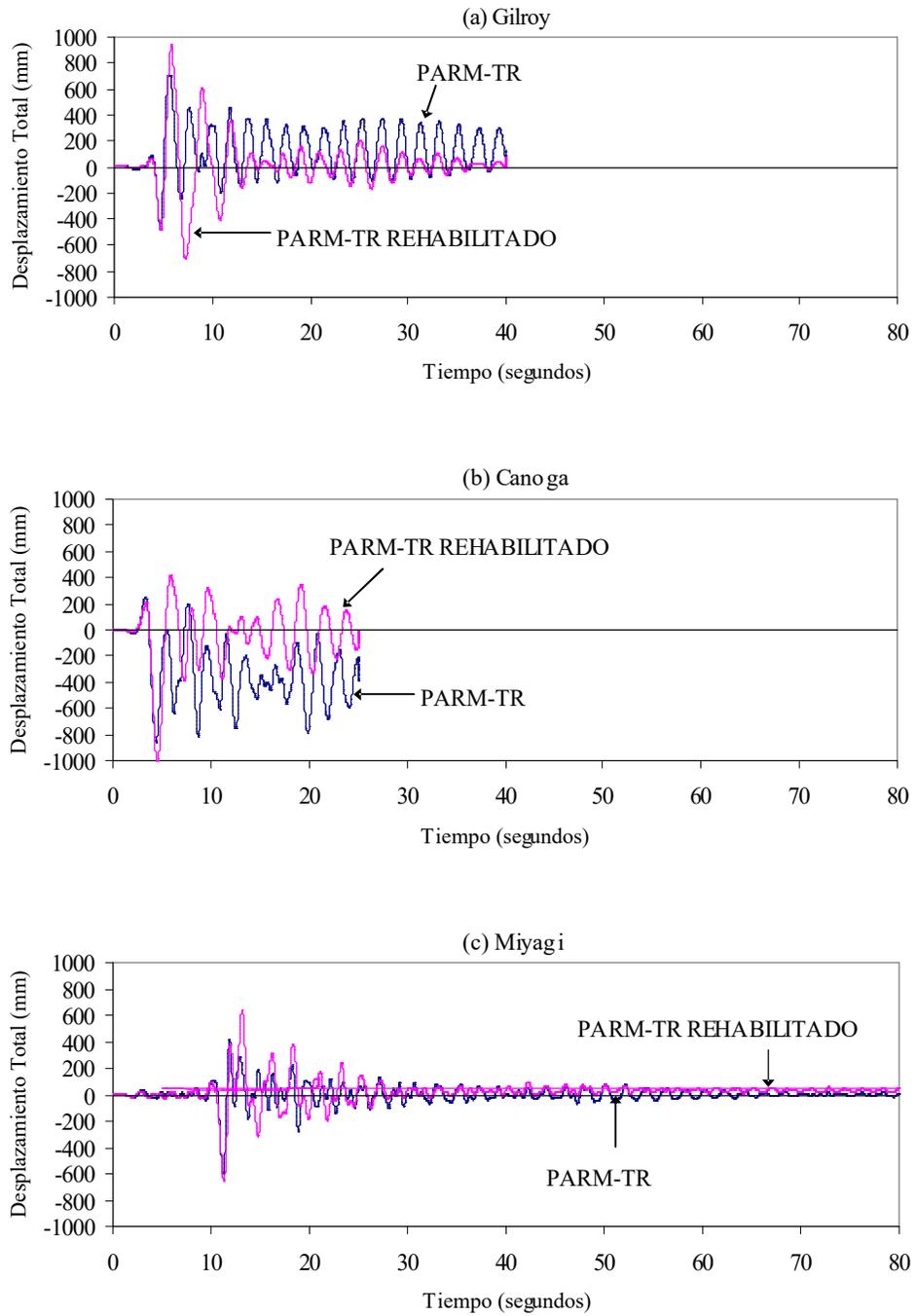


Figura 5.24 Desplazamiento de último piso obtenidos del análisis de registros de aceleraciones para el nivel MCE.

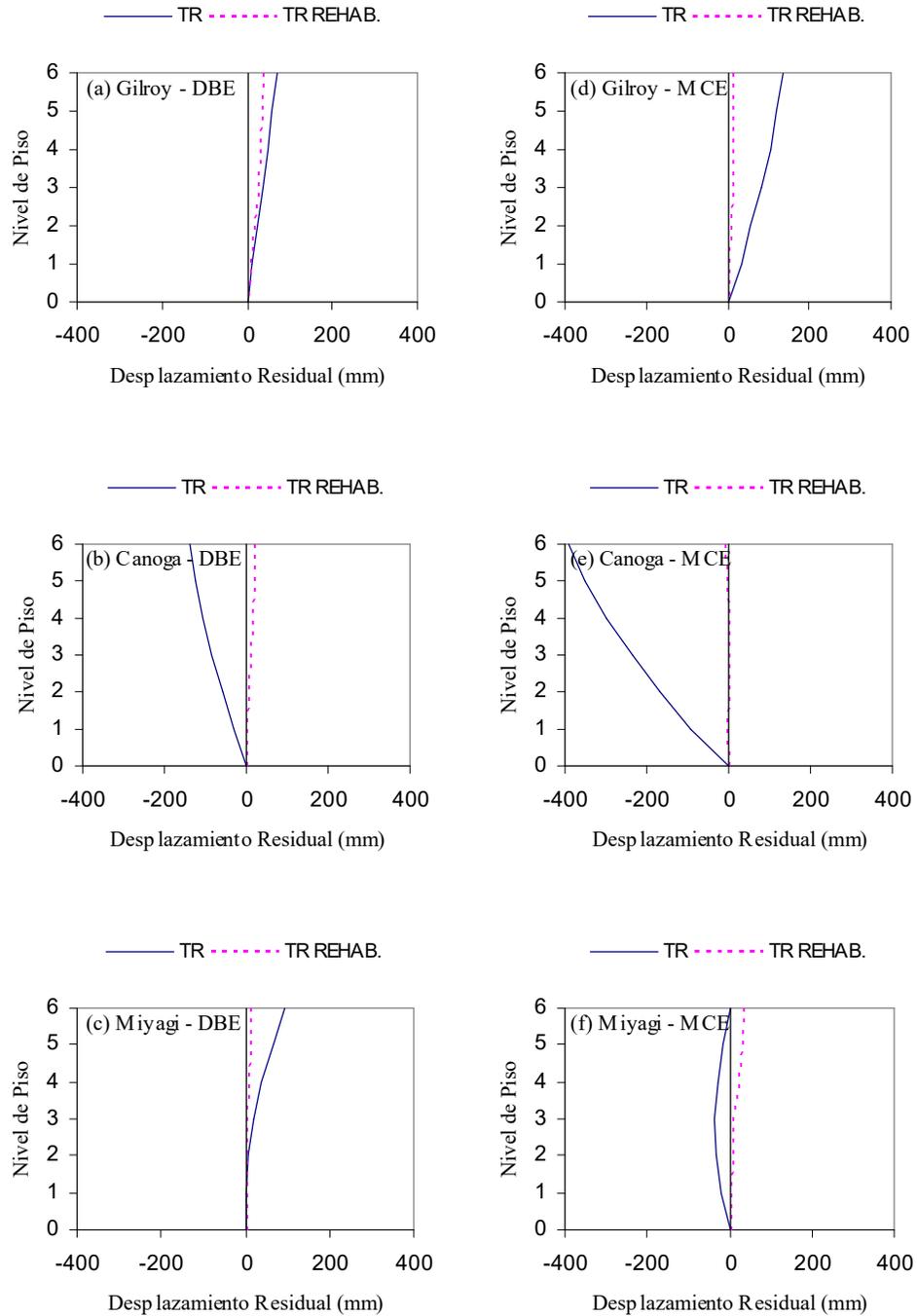


Figura 5.25 Desplazamientos Residuales de piso para el pórtico TR y TR Rehabilitado obtenidos del análisis de registros de aceleraciones al nivel DBE y MCE.

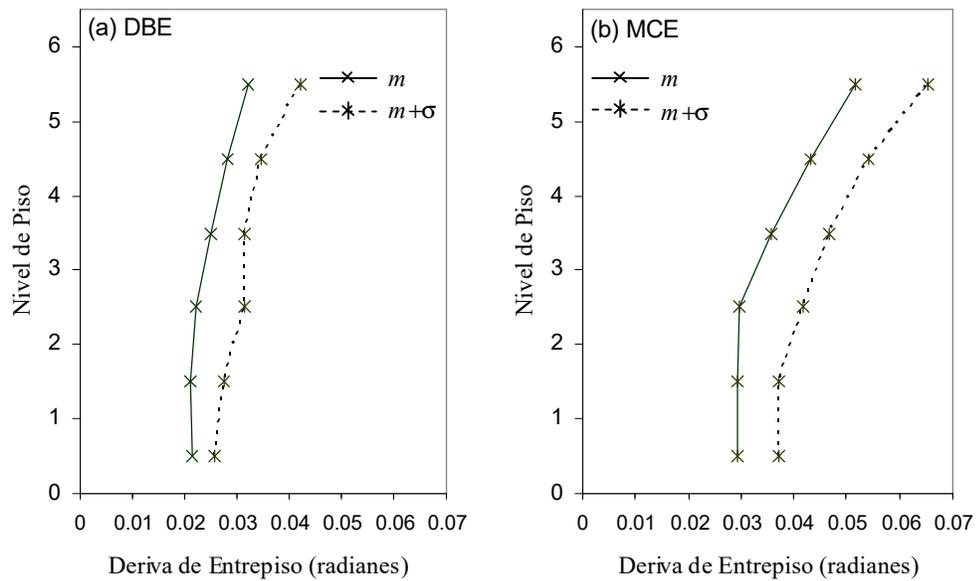


Figura 5.26 Derivas Máximas de entrepiso del sistema gravitacional del PARM-TR Rehabilitado obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

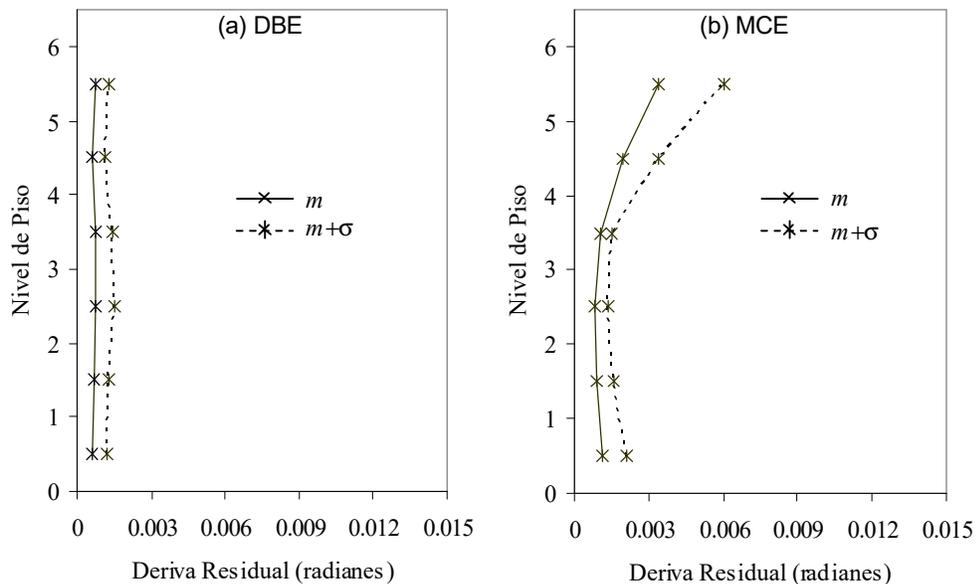


Figura 5.27 Deriva Residual de entrepiso del sistema gravitacional del PARM-TR Rehabilitado obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

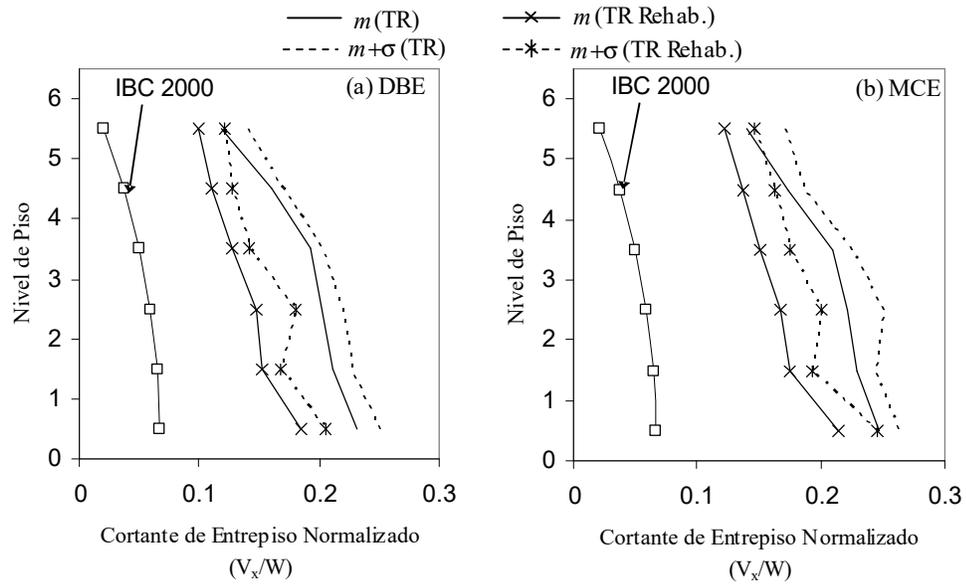


Figura 5.28 Cortantes máximos de entrepiso normalizado del análisis con registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

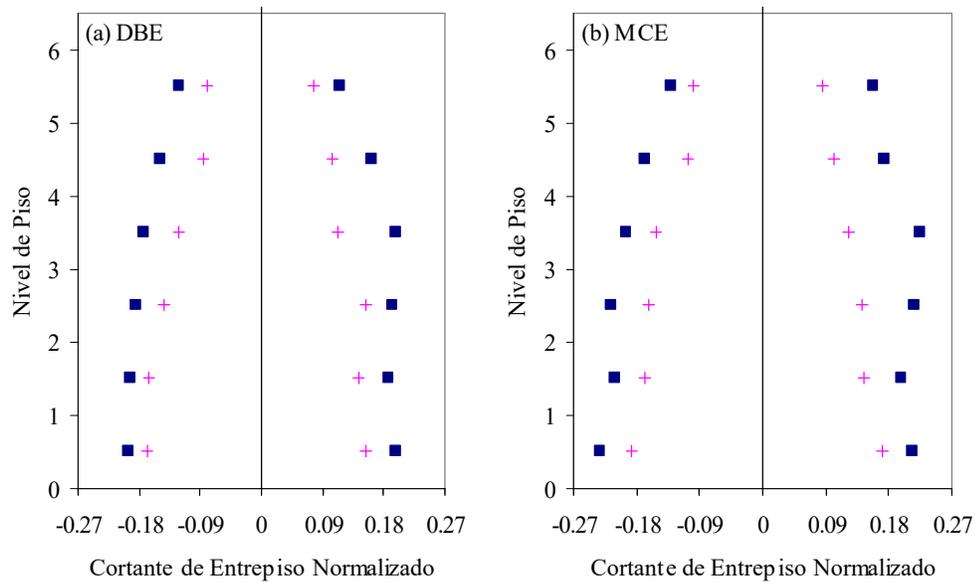


Figura 5.29 Cortantes máximos de entrepiso normalizado para los pórticos TR y TR Rehabilitado sujeto al registro de aceleración Canoga; (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

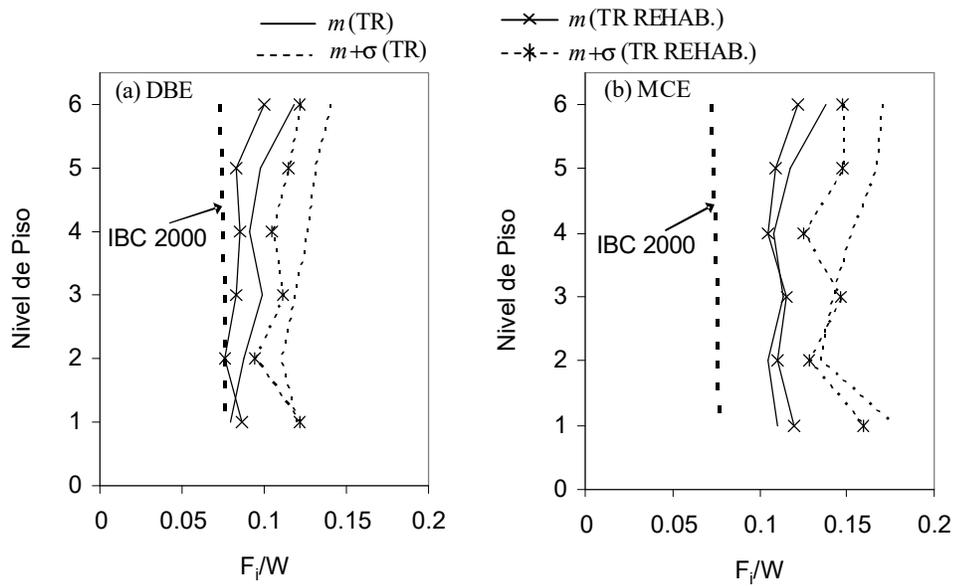


Figura 5.30 Fuerzas de inercia máximas normalizadas obtenidas del análisis de registro de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

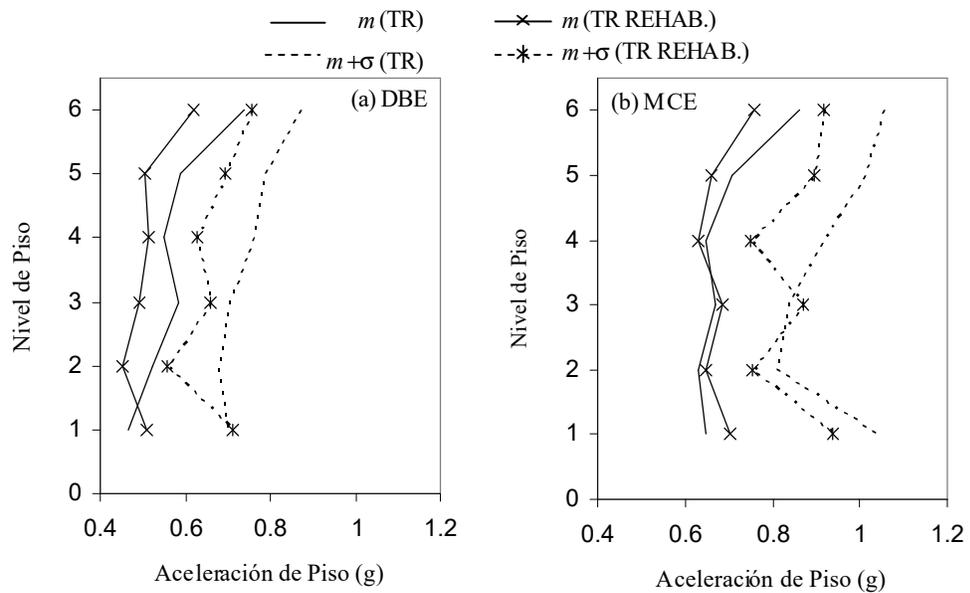


Figura 5.31 Aceleraciones máximas de piso obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

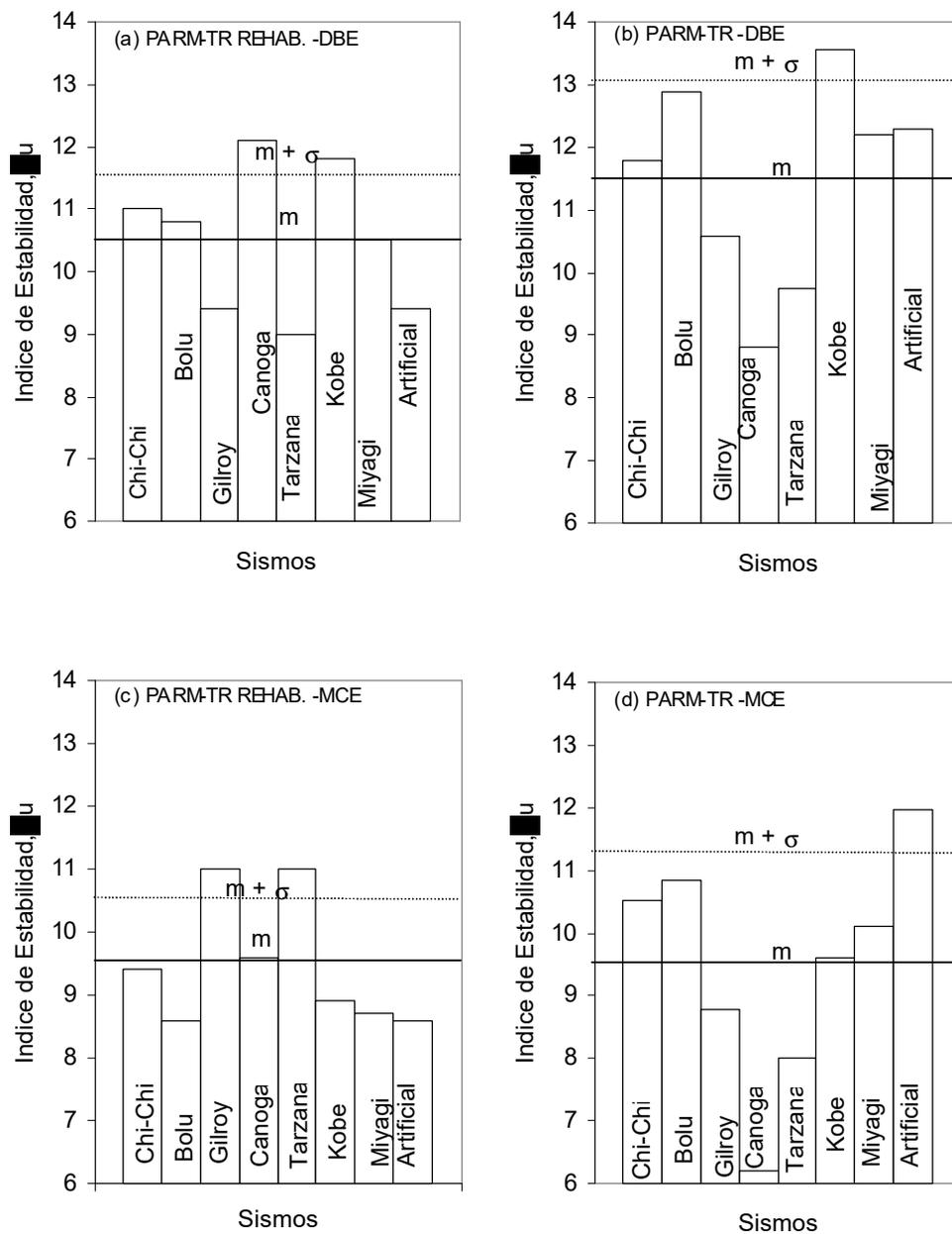


Figura 5.32 *Índice de Estabilidad, λ_u* , del análisis de registros de aceleraciones: (a) Rehabilitado con CPEF (b) TR al nivel DBE; (c) Rehabilitado con CPEF y (d) TR al nivel MCE.

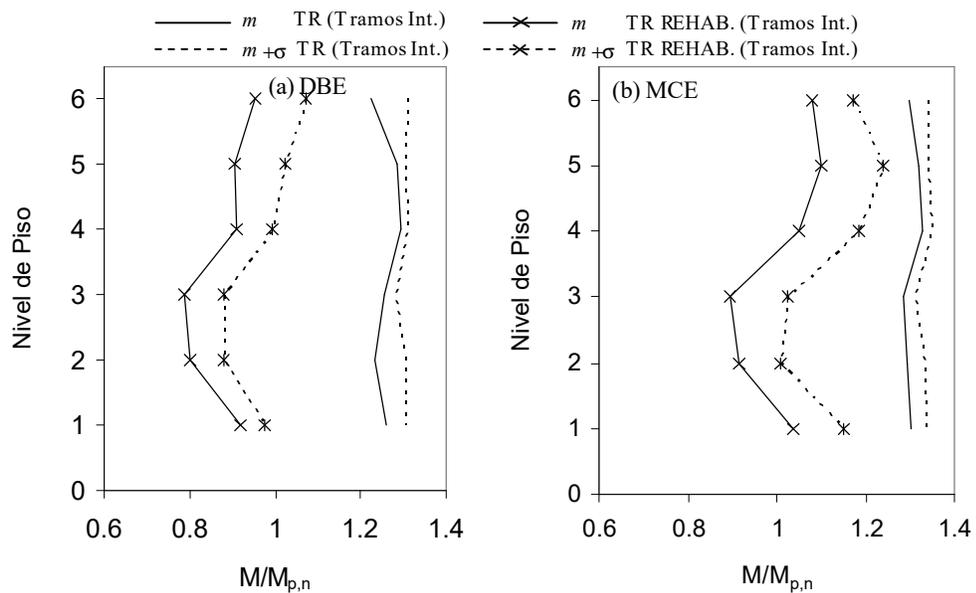


Figura 5.33 Máximo momento normalizado en la conexión (tramos interiores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

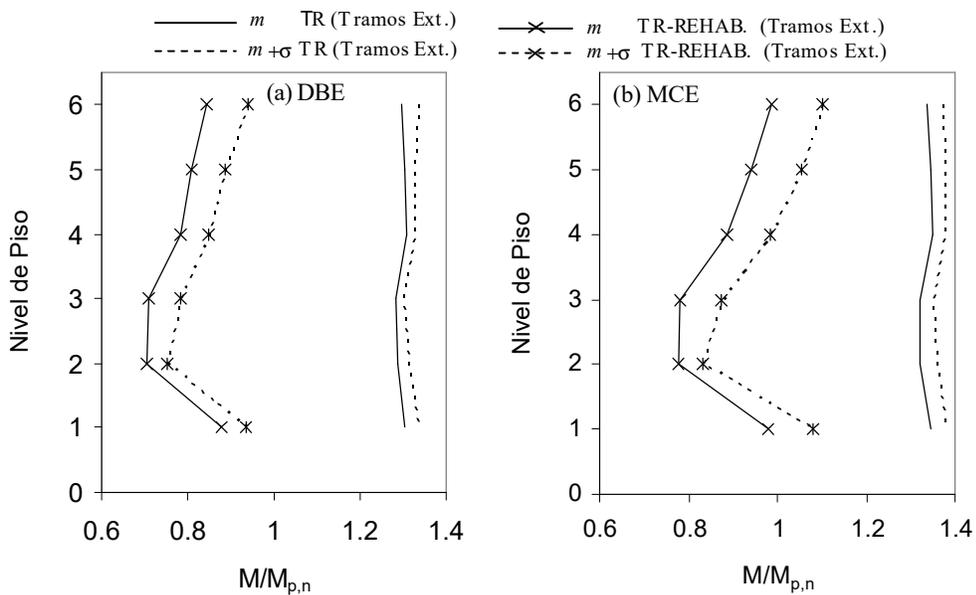


Figura 5.34 Máximo momento normalizado en la conexión (tramos exteriores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

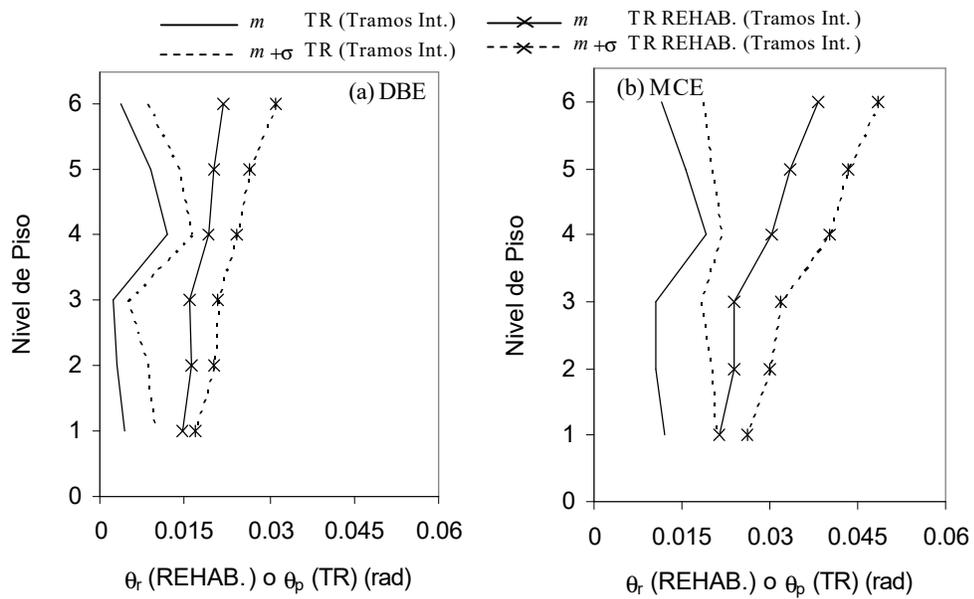


Figura 5.35 Máximas rotaciones relativas o plásticas (tramos interiores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.

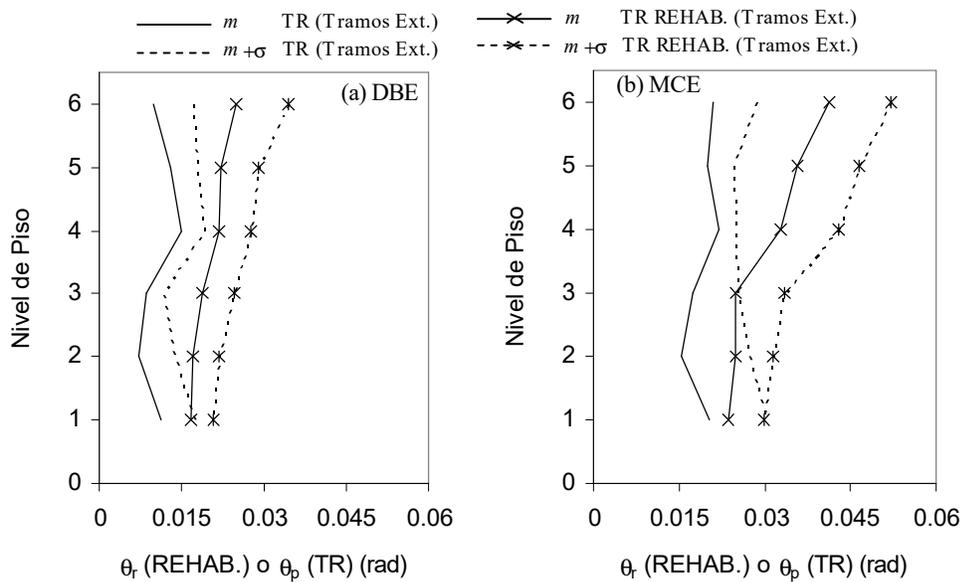


Figura 5.36 Máximas rotaciones relativas o plásticas (tramos exteriores) obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.

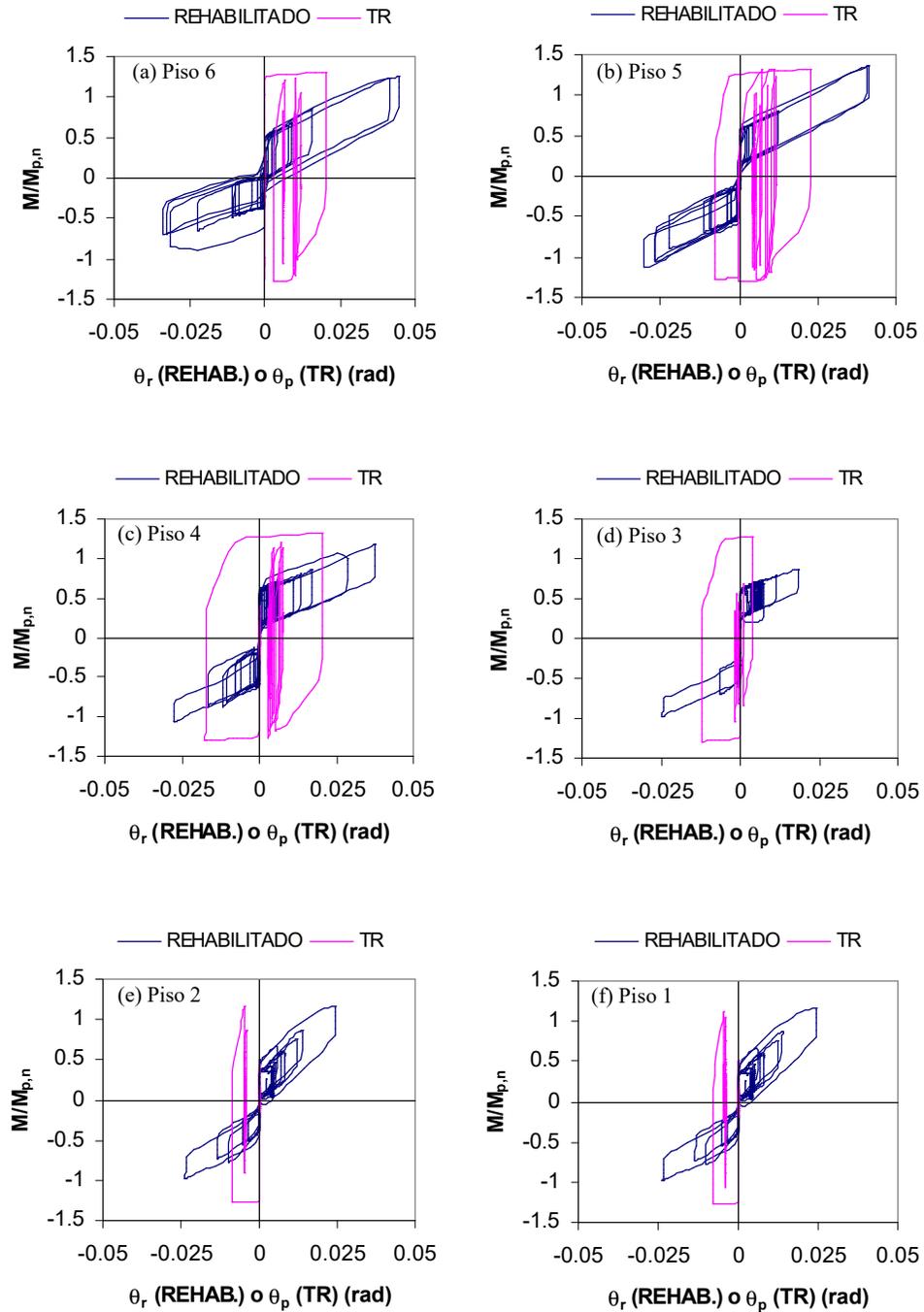


Figura 5.37 Comportamiento de PARM-TR Rehabilitado y PARM-TR sujetos al registro de aceleraciones Miyagi al nivel MCE; Tramo 3, lado izquierdo.

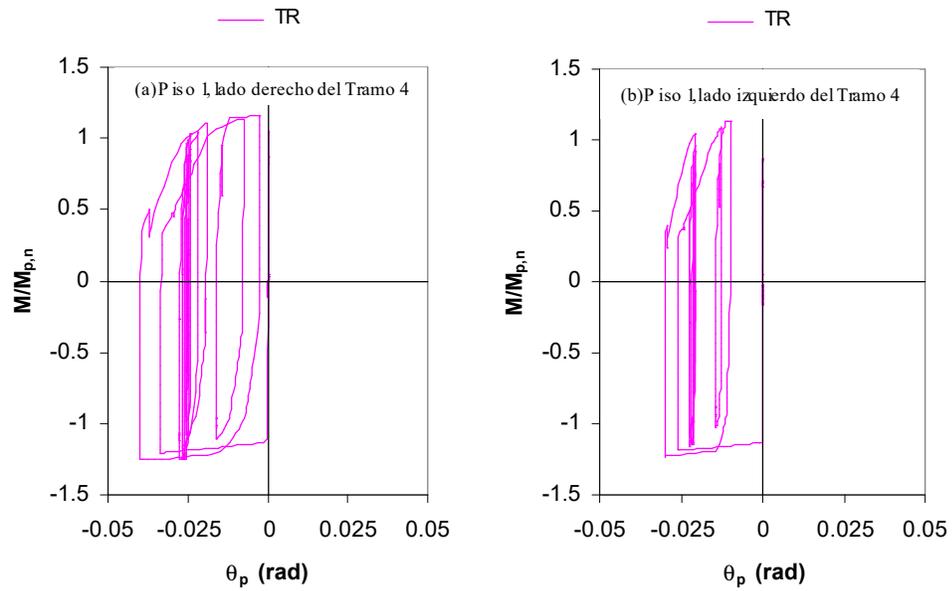


Figura 5.38 Respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$ de la viga del PARM-TR sujeto al registro de aceleración Canoga al nivel MCE, Tramo 4 del Piso 1: (a) lado izquierdo y (b) lado derecho (Tomado de Rojas 2003).

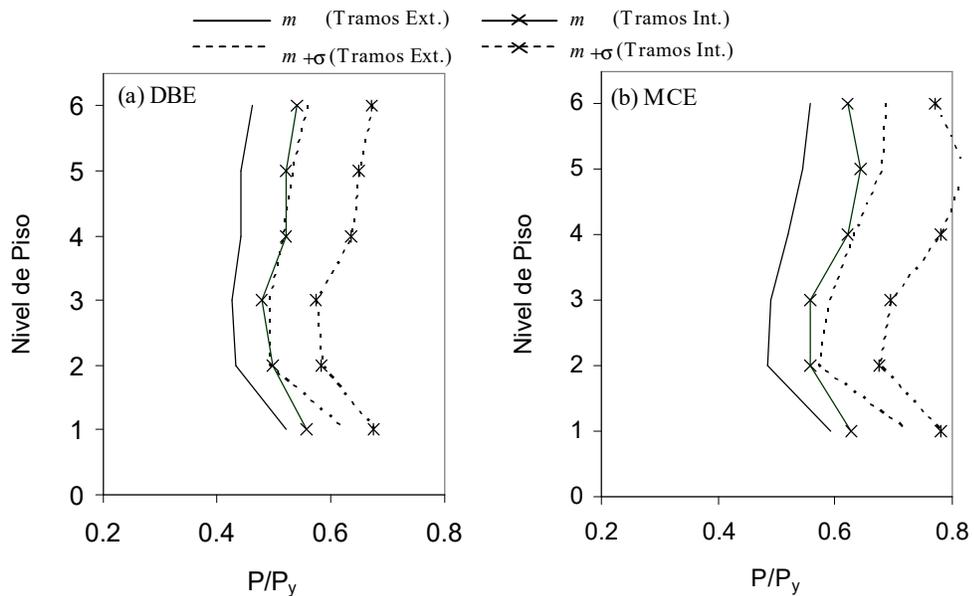


Figura 5.39 Máximas fuerzas axiales normalizadas de las vigas del PARM-TR obtenidas del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.

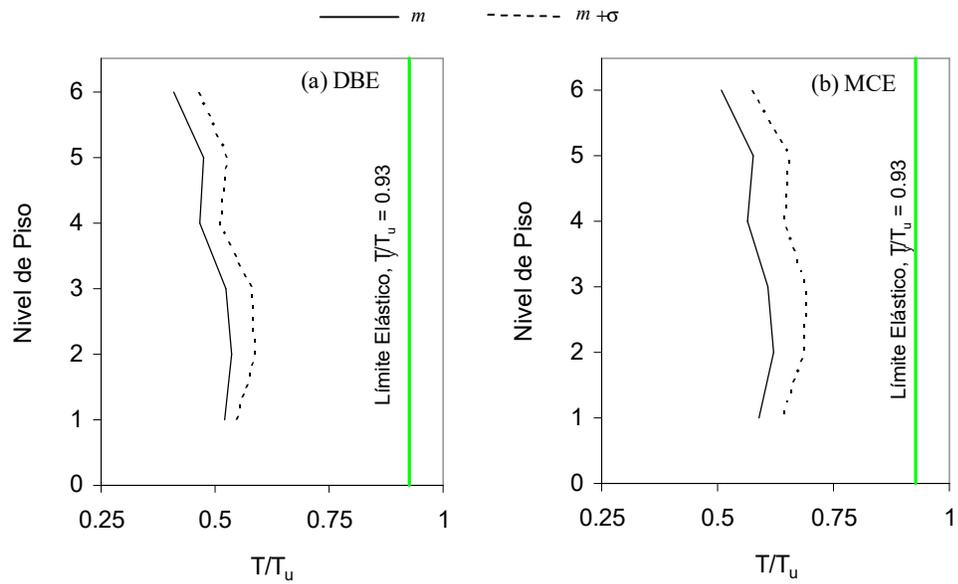


Figura 5.40 Máximas fuerzas axiales normalizadas de las vigas del PARM-TR obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.

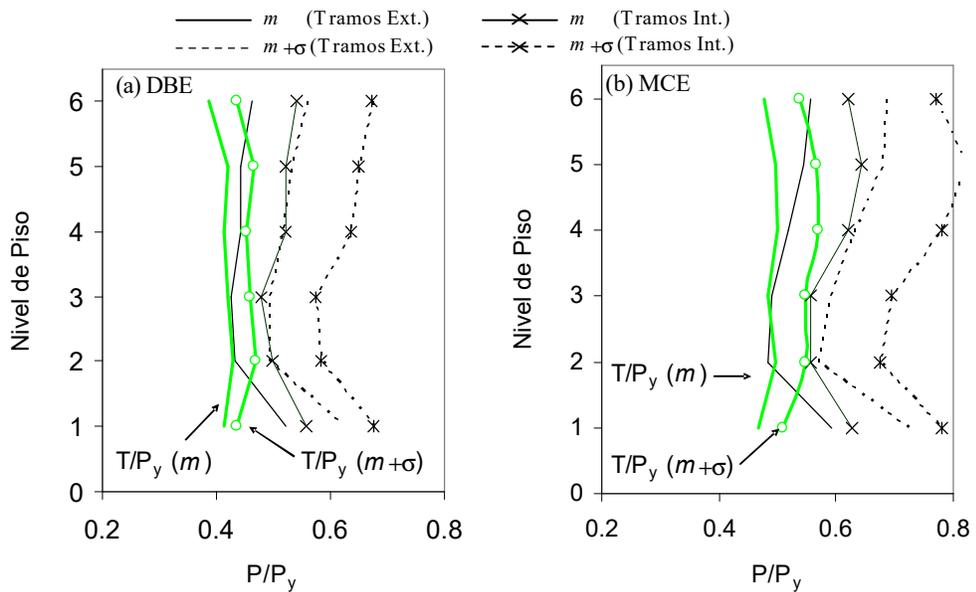


Figura 5.41 Comparación entre las máximas fuerzas axiales y la máxima fuerza de PT normalizadas para el pórtico TR Rehabilitado con CPEF obtenidos del análisis de registros de aceleraciones: (a) nivel DBE y (b) nivel MCE

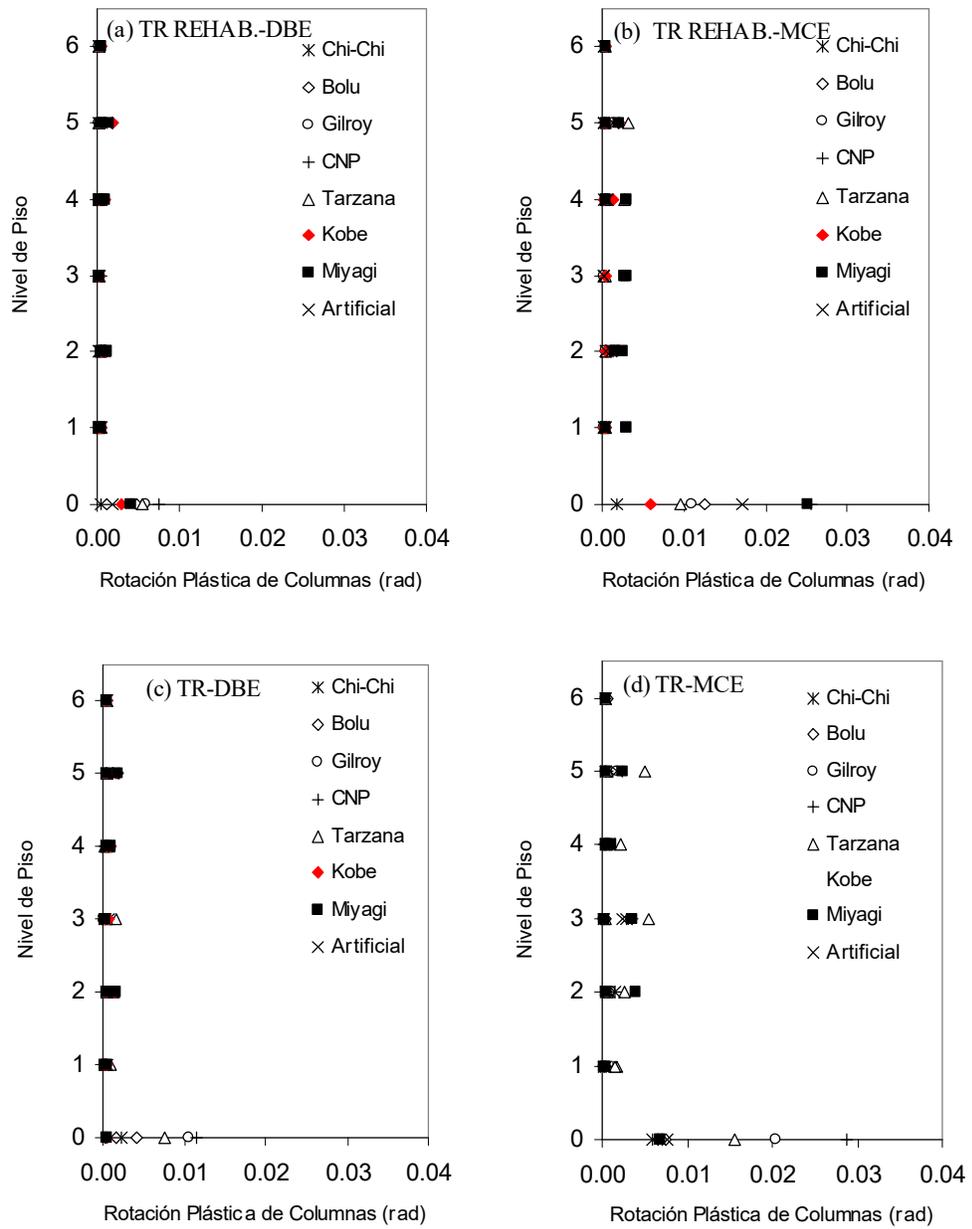


Figura 5.42 Máximas rotaciones plásticas de las columnas del análisis de registros de aceleraciones: (a) TR Rehabilitado con CPEF y (c) TR al nivel DBE; (b) TR Rehabilitado con CPEF y (d) TR al nivel MCE.

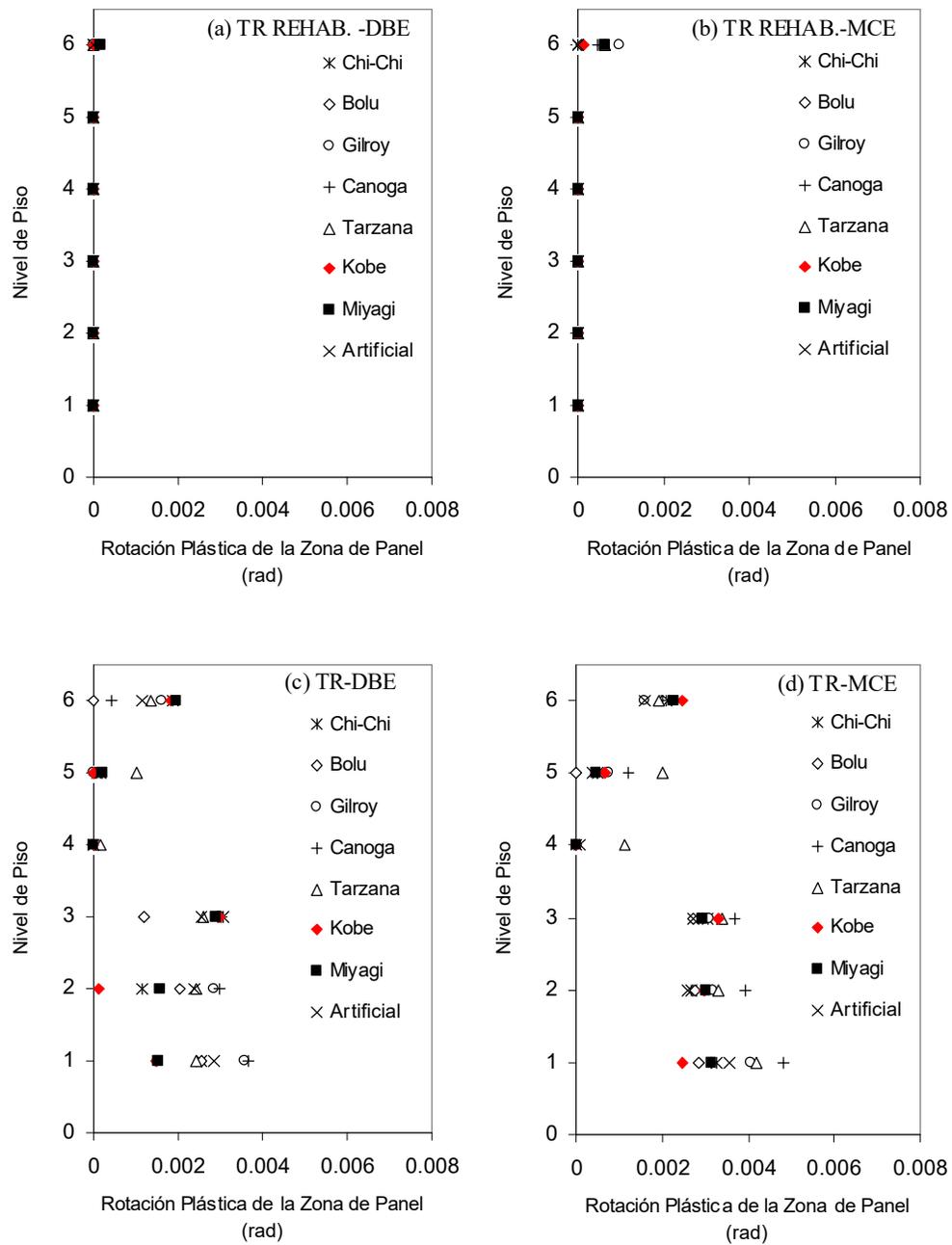


Figura 5.43 Máximas rotaciones plásticas de las zonas de panel interiores del análisis de registros de aceleraciones: (a) TR Rehabilitado con CPEF y (c) TR al nivel DBE; (b) TR Rehabilitado con CPEF y (d) TR al nivel MCE.

CAPÍTULO 6

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 RESUMEN

El presente trabajo propone el uso de una conexión postensada con elementos de fricción (CPEF) para la rehabilitación sísmica de pórticos de acero resistentes a momento (PARM) con conexiones soldadas totalmente restringidas (TR) en edificios existentes. El pórtico rehabilitado con este tipo de conexiones se lo denota en esta investigación como PARM – TR Rehabilitado. Los principales componentes usados en una CPEF son los torones postensados (TP) y los elementos de fricción. La combinación de ambos componentes proporciona la resistencia de la conexión. Los TP proporcionan la capacidad auto-centrante mientras que los dispositivos de fricción proporcionan la capacidad de disipación de energía de la conexión.

Las principales áreas de investigación incluidas en esta disertación son las siguientes: (1) evaluación sísmica del PARM – TR Rehabilitado con CPEF y (2) comparación de la respuesta sísmica entre el PARM-TR y el PARM-TR Rehabilitado con CPEF.

El Capítulo 2 del presente trabajo detalla las principales características, elementos, ventajas y desventajas de una CPEF, así como también se propone una secuencia constructiva para la rehabilitación sísmica de PARM – TR con CPEF. El

Capítulo 3 presenta las ecuaciones teóricas simplificadas que permiten estimar el comportamiento de una Conexión Postensada con Elementos de Fricción (CPEF).

El Capítulo 4 define los niveles de desempeño sísmico de edificios y niveles sísmicos, así como también presenta brevemente los estados límites estructurales y capacidades de un sistema CPEF. Además, se definen los objetivos y criterios de diseño para cada estado límite con el propósito de satisfacer los objetivos de diseño por desempeño. Finalmente, se incluye el procedimiento de diseño para un pórtico CPEF, el mismo que se aplica tanto para edificaciones nuevas y existentes.

El Capítulo 5 describe el modelo analítico del PARM - TR Rehabilitado con CPEF desarrollado con la ayuda del programa de computación DRAIN-2DX. Se describen los ocho registros de aceleraciones usados en el análisis dinámico no-lineal de los pórticos. Adicionalmente, la respuesta global y local del pórtico con conexiones soldadas se compara a la respuesta del pórtico rehabilitado mediante los resultados de los análisis no-lineales estático lateral y con registro de aceleraciones. Finalmente se evalúan los estados límites alcanzados por el pórtico Rehabilitado y se presenta un resumen de los resultados de los análisis.

6.2 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de este trabajo se presentan a continuación:

- El comportamiento cíclico a flexión de una CPEF se caracteriza por la apertura y el cierre de una abertura en la entrecara viga –columna.

- El uso de CPEF para la rehabilitación sísmica de PARM – TR mediante la combinación de torones postensados de acero de alta resistencia con dispositivos de fricción resulta en una conexión con una rigidez inicial que es similar a la de una conexión soldada resistente a momento.
- La conexión tiene capacidad auto-centrante, por lo que un edificio rehabilitado con CPEF tendrá derivas de entrepiso permanente despreciables ante la acción de un sismo severo.
- Un diseño adecuado de las placas de refuerzo en las alas de las vigas y de las doble placas en la zona de panel evitarán el daño en estos elementos.
- Los elementos estructurales del PARM – TR Rehabilitado no presentan prácticamente daño ante sismos de diseño DBE y sismos máximos MCE.
- El desempeño sísmico del pórtico Rehabilitado con CPEF es satisfactorio en términos de resistencia, disipación de energía, deformación y capacidad auto-centrante para niveles sísmicos DBE y MCE.
- Los resultados de estos estudios analíticos indican que el PARM – TR Rehabilitado tiene un desempeño superior al PARM – TR.

6.3 RECOMENDACIONES

Las principales recomendaciones de este trabajo se presentan a continuación:

- A la fecha de presentar este trabajo no se han realizado ensayos experimentales de sistemas con CPEF. A fin de precalificar la conexión y poder aplicarla en edificios, se recomienda realizar ensayos experimentales a fin de poder comparar los resultados de estos ensayos con aquellos obtenidos mediante modelos analíticos.

- El modelo analítico de CPEF no incluye la posibilidad de pandeo local de la viga. Se recomienda investigar la forma de incluir este estado límite en el modelo analítico de sistemas con CPEF.
- Una CPEF tiene una alta razón de amortiguamiento viscoso equivalente, por lo que puede intuirse que sistemas estructurales con CPEF de múltiples grados de libertad (MGDL) poseen razones altas de amortiguamiento viscoso equivalente. Se recomienda realizar estudios a fin de determinar rangos posibles de valores de amortiguamiento viscoso equivalente para sistemas estructurales con CPEF de MGDL.
- Se recomienda realizar análisis no – lineales para otro tipo de geometría de PARM, i.e., diferentes números de tramos y de pisos, a fin de validar o mejorar el procedimiento de diseño descrito en el Capítulo 4

REFERENCIAS

FEMA (1997). "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Reporte No. FEMA 273*, Agencia Federal del Manejo de Emergencias, Washington, D.C.

Garlock, M. (2002). "Full-Scale Testing, Seismic Analysis, and Design of Post-Tensioned Seismic Resistant Connections for Steel Frames." *Disertación Doctoral*, Universidad de Lehigh Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2002). "Experimental Studies on Full-Scale Post-Tensioned Seismic-Resistant Steel Moment Connections." *7^{ma} Jornada Conferencia Nacional de Ingeniería Sísmica U.S. (NCEE)*, Boston, MA.

ICC (2000). "Código Internacional para Edificios", Falls Church, VA.

Prakash, V., Powell, G., and Campbell, S. (1993). "DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide, Version 1.0." *Report No. UCB/SEMM-93/17 & 18*, Structural Engineering Mechanics and Materials, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley, CA.

Petty, G.D. (1999). "Evaluation of a Friction Component for a Post-Tensioned Steel Connection." *Tesis M.Sc.*, Universidad de Lehigh Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 328pp.

Ricles, J., Sause, R., Garlock, M., and Zhao, C. (2001). "Post-Tensioned Seismic Resistant Connections for Steel Frames." *Revista de Ingeniería Estructural, ASCE*, 127(2), 113-121.

Roeder, C.W. (2000). "State of the Art Report Connection Performance," *Agencia Federal del Manejo de Emergencias (FEMA) Boletín No. 355D*, Washington, D.C.

Rojas, P. (2003). "Seismic Analysis, Design, and Evaluation of Post-Tensioned Friction Damped Connections for Steel Moment Resisting Frames." *Disertación Doctoral*, Universidad de Lehigh Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Bethlehem, PA.

Rojas, P. (2004). "Seismic Rehabilitation of Steel Moment Resisting Frames with Post-Tensioned Friction Damped Connections" *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Tlaxcala, 2004.

Somerville, P. (1997). "Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project." *Reporte No. SAC/BD-97/04.AISC. (2000)*.

Soong, T.T. and Dargush, G.F. (1997). "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering", John Wiley & Sons, New York.