



# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“Análisis y Diseño Sísmico de Edificios Altos de Construcción Compuesta y Recomendaciones de Estudios Experimentales de Conexiones, Arriostramientos y Cruciformes Sujetos a Cargas Dinámicas, para la Ciudad de Guayaquil”**

### **TESIS DE GRADO**

Previo a la obtención del Título de:

### **INGENIERO CIVIL**

Presentada por:

**Mario Enrique Aguaguña Méndez**

**GUAYAQUIL – ECUADOR**

**2015**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios, por darme la salud y la fortaleza para alcanzar mis objetivos, iluminarme en cada paso y permitirme concluir una de las etapas más importantes de mi vida; a mis padres, por ser ejemplo de sacrificio y perseverancia, y por su apoyo incondicional durante mi carrera universitaria; a mis hermanas, por su ayuda y preocupación constante; a mis familiares y amigos cercanos, por sus constantes palabras de estímulo y sus consejos; y a mis maestros, por haber compartido sus conocimientos y experiencia, y ser guía durante mi formación como profesional.

Al Dr. Pedro Rojas C., Director de Tesis, por su ayuda invaluable, constante dedicación y acertada guía, sin las cuales hubiera sido imposible el desarrollo de este trabajo.

## **DEDICATORIA**

A Dios.

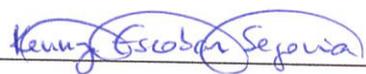
A mi madre, Nila.

A mi padre, Mario.

A mis hermanas, Karla y Viviana.

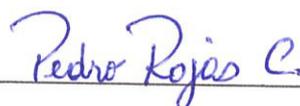
A mi sobrino, David.

## TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



• Ing. Kenny Escobar S., M.Sc.

**PRESIDENTE**



Ing. Pedro Rojas C., M.Sc., Ph.D.

**DIRECTOR DE TESIS**



Ing. José Barros C., M.Sc.

**VOCAL**

## DECLARACIÓN EXPRESA

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

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)



---

Mario Aguaguiña Méndez

## RESUMEN

El presente trabajo expone los criterios de análisis y diseño sísmico de dos sistemas estructurales comúnmente empleados en edificios altos de construcción compuesta. Los sistemas estructurales propuestos como objeto de estudio son: los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). En esta tesis se plantea un estudio integral de estos sistemas estructurales en vista de que las disposiciones y requerimientos de diseño de los mismos no se encuentran disponibles en la normativa local vigente. Como consecuencia, la industria de la construcción en acero local contaría con otras alternativas de sistemas estructurales para edificios diferentes a los usados actualmente en la ciudad de Guayaquil.

Los sistemas estructurales PRMC y PAPR han sido ampliamente estudiados en las últimas décadas en varios países, y las diferentes investigaciones realizadas revelan que los edificios compuestos por estos sistemas presentan un desempeño adecuado ante cargas sísmicas. Los PRMC con columnas CFT poseen mayor rigidez lateral en relación con los pórticos de acero resistentes a momento; la interacción de dos materiales, como el acero y el hormigón, resulta en miembros con una mayor capacidad a carga axial y a flexión, y un comportamiento superior en comparación con elementos de acero estructural

o de hormigón armado. Por otra parte, los PAPR presentan una respuesta histerética estable, ductilidad significativa y gran capacidad de disipación de energía cuando están sujetos a cargas cíclicas, debido a que los APR son capaces de alcanzar la fluencia bajo fuerzas de tensión y de compresión sin exhibir una degradación de resistencia o de rigidez importante.

El objetivo principal de este trabajo es el de estudiar y aplicar criterios de diseño sísmico de los sistemas estructurales PRMC y PAPR, y elaborar recomendaciones para programas experimentales en donde se estudie el comportamiento de conexiones a momento, cruciformes y arriostramientos de pandeo restringido ante cargas dinámicas

Para cumplir con el objetivo principal de este estudio, se presentó un breve resumen de las características más importantes e investigaciones más relevantes de los sistemas estructurales de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). También se planteó un Plan de Investigación desarrollado con el propósito de estudiar analítica y experimentalmente los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Adicionalmente, se presentó un resumen de los criterios de análisis y diseño más importantes considerados en el diseño de un edificio prototipo de 24 pisos compuestos por PRMC y PAPR; se desarrolló un modelo matemático tridimensional, con la ayuda del programa SAP2000, para realizar

el análisis elástico y el diseño estructural del edificio prototipo. Finalmente, se presentaron las recomendaciones para futuros programas experimentales, las cuales fueron desarrolladas con el propósito de evaluar el desempeño sísmico de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido.

Los resultados del análisis elástico realizado al edificio prototipo indican que la estructura satisface los requerimientos de resistencia y de rigidez establecidos en el código de diseño empleado. Adicionalmente, el diseño de los elementos estructurales y conexiones del edificio prototipo contempló el uso de materiales y metodologías constructivas disponibles en el medio local.

## ÍNDICE GENERAL

	<b>Pág.</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>II</b>
<b>ÍNDICE GENERAL</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>XVIII</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>XX</b>
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>1. INTRODUCCIÓN.</b>	<b>1</b>
1.1. Generalidades.	1
1.2. Objetivos de la Investigación.	10
1.2.1. Objetivo General.	10
1.2.2. Objetivos Específicos.	11
1.3. Alcance y Metodología de la Investigación.	12
1.4. Organización de la Investigación.	13
1.5. Notación.	15
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>2. INVESTIGACIÓN PREVIA.</b>	<b>31</b>
2.1. Generalidades.	31
2.2. Construcción Compuesta en Otros Países.	32



(c) Mecanismo de restricción del pandeo.	59
(d) Conexiones.	66
2.2.2.3. Ventajas y Desventajas de los PAPR.	69
2.2.2.3.1. Ventajas de los PAPR.	69
2.2.2.3.2. Desventajas de los PAPR.	71
2.2.2.4. Práctica Constructiva y Aplicaciones de PAPR en Otros Países.	72
2.2.2.4.1. Japón.	72
2.2.2.4.2. Estados Unidos de Norteamérica.	73
2.2.2.4.3. Taiwán.	76
2.3. Construcción Compuesta en Guayaquil-Ecuador.	77
2.4. Resumen.	79

### **CAPÍTULO 3**

<b>3. PLAN DE INVESTIGACIÓN.</b>	<b>102</b>
3.1. Generalidades.	102
3.2. Fase I: Diseño del Edificio Prototipo.	103
3.3. Fase II: Ensayos de Conexiones.	105
3.4. Fase III: Ensayos de Cruciformes.	107
3.5. Fase IV: Ensayos de Arriostramientos de Pandeo Restringido.	110
3.6. Fase V: Conclusiones y Recomendaciones.	112

3.7. Resumen.	113
---------------	-----

## **CAPÍTULO 4**

### **4. DISEÑO DEL EDIFICIO PROTOTIPO 116**

4.1. Generalidades.	116
---------------------	-----

4.2. Planta y Elevación del Edificio Prototipo.	117
---	-----

4.3. Criterios de Diseño.	120
---------------------------	-----

4.3.1. Criterios Generales.	121
-----------------------------	-----

4.3.1.1. Niveles de Desempeño Sísmico de Edificios.	121
---	-----

4.3.1.1.1. Nivel de Desempeño Sísmico de Ocupación Inmediata.	122
--	-----

4.3.1.1.2. Nivel de Desempeño Sísmico de Seguridad de Vida.	122
--	-----

4.3.1.1.3. Nivel de Desempeño Sísmico de Prevención del Colapso.	123
---	-----

4.3.1.2. Niveles Sísmicos.	124
----------------------------	-----

4.3.1.2.1. Sismo Considerado Máximo (MCE).	125
---	-----

4.3.1.2.2. Sismo de Diseño (DBE).	125
-----------------------------------	-----

4.3.1.3. Objetivos del Diseño por Desempeño (ODD).	125
--	-----

4.3.1.4. Parámetros de Diseño Sísmico de Edificios.	126
---	-----

4.3.1.5. Criterio para Derivas de Entrepiso.	128
--	-----

4.3.2. Criterios de Análisis y Diseño de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC).	130
4.3.2.1. Columnas Compuestas CFT.	130
4.3.2.1.1. Relaciones Ancho-Espesor.	130
4.3.2.1.2. Rigidez de las Columnas CFT.	132
(a) Rigidez axial.	133
(b) Rigidez a flexión.	134
4.3.2.1.3. Capacidad de las Columnas CFT.	136
(a) Resistencia a la compresión axial.	138
(b) Resistencia a la tracción axial.	141
(c) Resistencia a la flexión.	142
(d) Resistencia al cortante.	146
(e) Resistencia a la flexo-compresión.	150
4.3.2.2. Vigas de Acero Tipo "I" Armadas a Base de Placas Soldadas.	152
4.3.2.2.1. Relaciones Ancho-Espesor.	152
4.3.2.2.2. Arriostramiento Lateral de Vigas.	154
4.3.2.2.3. Capacidad de las Vigas.	155
(a) Resistencia a la flexión.	155
(b) Resistencia al cortante.	156

4.3.2.3. Conexiones a Momento Viga-Columna.	157
4.3.2.3.1. Concepto de las CVSR.	158
4.3.2.3.2. Límites de Precalificación de CVSR.	158
(a) Limitaciones para vigas.	158
(b) Limitaciones para columnas	160
(c) Limitaciones para la soldadura entre las alas de la viga y el ala de la columna.	162
(d) Limitaciones para la soldadura entre el alma de la viga y el ala de la columna.	162
4.3.2.3.3. Procedimiento de Diseño de CVSR.	163
4.3.2.4. Criterio de Columna Fuerte-Viga Débil en PRMC.	172
4.3.2.5. Zona de Panel de la Columna CFT.	174
4.3.3. Criterios de Análisis y Diseño de Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR).	176
4.3.3.1. Arriostramientos de Pandeo Restringido (APR).	176

4.3.3.1.1. Rigidez Axial de los APR y Criterios para su Modelamiento.	176
4.3.3.1.2. Núcleo de Acero de los APR.	178
4.3.3.1.3. Capa de Material Antiadherente.	181
4.3.3.1.4. Mecanismo de Restricción del Pandeo.	183
(a) Material de relleno del mecanismo de restricción del pandeo.	183
(b) Tubo de acero exterior del mecanismo de restricción del pandeo.	185
4.3.3.1.5. Resistencia Ajustada de los APR.	187
4.3.3.1.6. Conexiones de los APR.	191
(a) Carga de diseño para las conexiones de los APR.	192
(b) Diseño de las conexiones de extremo de los APR.	193
(c) Diseño de las placas de empalme de las conexiones de los APR.	198

(d) Diseño de las placas gusset y placas rigidizadoras de las conexiones de los APR.	199
(e) Diseño de la conexión entre placas gusset y vigas/columna del PAPR.	204
4.3.3.2. Vigas y Columnas de PAPR.	208
4.3.3.3. Conexiones Viga-Columna de PAPR.	209
4.4. Cargas.	209
4.4.1. Cargas Gravitacionales.	209
4.4.2. Cargas Sísmicas.	210
4.4.3. Combinaciones de Carga.	220
4.5. Análisis Elástico del Edificio Prototipo.	221
4.6. Diseño del Edificio Prototipo.	224
4.6.1. Requerimiento de Derivas de Entrepiso.	225
4.6.2. Diseño de los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) del Edificio Prototipo.	228
4.6.3. Diseño de los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR) del Edificio Prototipo.	229
4.7. Resumen.	230

## CAPÍTULO 5

<b>5. RECOMENDACIONES</b>	<b>PARA</b>	<b>PROGRAMAS</b>	
<b>EXPERIMENTALES</b>			<b>276</b>
5.1. Generalidades.			276
5.2. Programa Experimental para el Estudio de Conexiones.			277
5.2.1. Configuración del Ensayo de Conexiones.			277
5.2.2. Descripción del Ensayo de Conexiones.			278
5.2.3. Parámetros de Calificación de Conexiones a Momento Viga-Columna CFT.			278
5.2.4. Requerimientos de Ensayos de Carga Cíclica para la Calificación de Conexiones Viga-Columna de acuerdo a ANSI/AISC 341-10.			280
5.2.4.1. Variables Fundamentales del Ensayo.			280
5.2.4.1.1. Zonas de Rotación Inelástica.			281
5.2.4.1.2. Tamaño de los Miembros.			282
5.2.4.1.3. Detalles de la Conexión.			283
5.2.4.1.4. Placas de Continuidad.			283
5.2.4.1.5. Resistencia del Acero.			283
5.2.4.1.6. Uniones Soldadas.			284
5.2.4.2. Protocolo de Carga.			287
5.2.4.2.1. Requerimientos Generales.			287

5.2.4.2.2. Secuencia de Carga.	287
5.2.4.3. Instrumentación.	289
5.2.4.4. Requerimientos para Ensayos de los Materiales de los Especímenes.	289
5.2.4.4.1. Requerimientos de Ensayos de Tensión para Especímenes de Acero Estructural.	289
5.2.4.4.2. Métodos de Ensayos de Tensión.	290
5.2.4.4.3. Requerimientos de Ensayos para el Metal de la Soldadura de los Especímenes.	291
5.2.4.5. Requerimientos del Reporte del Ensayo.	292
5.2.4.6. Criterios de Aceptación.	295
5.3. Programa Experimental para el Estudio de Cruciformes.	295
5.3.1. Configuración del Ensayo de Cruciformes.	295
5.3.2. Descripción del Ensayo de Cruciformes.	296
5.3.3. Parámetros de Calificación de Conexiones a Momento Viga-Columna CFT.	297
5.3.4. Requerimientos de Ensayos de Carga Cíclica para la Calificación de Conexiones Viga-Columna de acuerdo a ANSI/AISC 341-10.	297

5.4. Programa Experimental para el Estudio de Arriostramientos de Pandeo Restringido.	298
5.4.1. Configuración del Ensayo de Arriostramientos de Pandeo Restringido.	298
5.4.1.1. Ensayo de Arriostramiento Individual.	298
5.4.1.2. Ensayo de Arriostramiento en Sub-estructura.	298
5.4.2. Descripción del Ensayo de Arriostramientos de Pandeo Restringido.	299
5.4.2.1. Ensayo de Arriostramiento Individual.	299
5.4.2.2. Ensayo de Arriostramiento en Sub-estructura.	300
5.4.3. Parámetros de Calificación de Arriostramientos de Pandeo Restringido.	300
5.4.4. Requerimientos de Ensayos de Carga Cíclica para la Calificación de Arriostramientos de Pandeo Restringido de acuerdo a ANSI/AISC 341-10.	302
5.4.4.1. Espécimen de Ensayo de Arriostramiento en Sub-estructura.	303
5.4.4.2. Espécimen de Ensayo de Arriostramiento Individual.	305
5.4.4.2.1. Diseño del Espécimen de Ensayo de Arriostramiento Individual.	305

5.4.4.2.2. Fabricación del Espécimen de Ensayo de Arriostramiento Individual.	306
5.4.4.2.3. Similitud entre el Espécimen de Ensayo de Arriostramiento Individual y el APR Prototipo.	306
5.4.4.2.4. Detalles de Conexiones.	307
5.4.4.2.5. Materiales.	307
5.4.4.2.6. Conexiones.	309
5.4.4.3. Protocolo de Carga.	309
5.4.4.3.1. Requerimientos Generales.	309
5.4.4.3.2. Control del Ensayo.	309
5.4.4.3.3. Secuencia de Carga.	310
5.4.4.4. Instrumentación.	312
5.4.4.5. Requerimientos de Ensayos de Materiales.	312
5.4.4.5.1. Requerimientos de Ensayos de Tensión.	312
5.4.4.5.2. Métodos de Ensayos de Tensión.	313
5.4.4.6. Requerimientos del Reporte del Ensayo.	313
5.4.4.7. Criterios de Aceptación.	316
5.5. Resumen.	317

**CAPÍTULO 6**

<b>6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>328</b>
6.1. Resumen.	328
6.2. Conclusiones.	332
6.3. Recomendaciones.	333
<b>BIBLIORAFÍA</b>	<b>336</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
<b>Tabla I.</b> Carga muerta para el edificio prototipo.	232
<b>Tabla II.</b> Carga viva para el edificio prototipo.	233
<b>Tabla III.</b> Peso sísmico efectivo del edificio prototipo.	233
<b>Tabla IV.</b> Dimensiones de las vigas principales de los PRMC orientados en la dirección X.	234
<b>Tabla V.</b> Dimensiones de las vigas principales de los PRMC y PAPR orientados en la dirección Y.	234
<b>Tabla VI.</b> Dimensiones de las vigas secundarias, arriostramientos de pandeo restringido y columnas CFT del edificio prototipo.	235
<b>Tabla VII.</b> Derivas de entrepiso obtenidas para el análisis en la dirección X.	236
<b>Tabla VIII.</b> Derivas de entrepiso obtenidas para el análisis en la dirección Y.	237
<b>Tabla IX.</b> Capacidad de diseño y demanda máxima a flexión de las vigas principales de los PRMC orientados en la dirección X.	238
<b>Tabla X.</b> Capacidad de diseño y demanda máxima a flexión de las vigas principales de los PRMC y PAPR orientados en la dirección Y.	239

<b>Tabla XI.</b>	Capacidad de diseño y demanda máxima a carga axial de los arriostramientos de pandeo restringido de los PAPR del edificio prototipo.	240
<b>Tabla XII.</b>	Factor de seguridad contra inestabilidad global del mecanismo de restricción del pandeo de los APR.	241

## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
<b>Figura 2.1.</b> Esquema del proceso constructivo por etapas de estructuras con miembros compuestos (Taranath, 2012)	81
<b>Figura 2.2.</b> Pórtico Resistente a Momento Compuesto (Taranath, 2012)	82
<b>Figura 2.3.</b> Perfil de acero embebido en hormigón armado (columna SRC), (a) sin conectores de corte y (b) con conectores de corte (Crisafulli, 2013)	83
<b>Figura 2.4.</b> Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (columnas CFT) (Crisafulli, 2013)	84
<b>Figura 2.5.</b> Especímenes de ensayo de columnas CFT: (a) columna corta cargada axialmente; (b) columna corta cargada excéntricamente; (c) viga-columna; y (d) cruciforme (Nishiyama & Morino, 2004)	85
<b>Figura 2.6.</b> Conexiones viga-columna CFT usadas en Japón (Morino & Kawaguchi, 2005)	86
<b>Figura 2.7.</b> Conexión viga-columna CFT con perfiles “T” (Herrera, 2005)	87

<b>Figura 2.8.</b>	Disposición típica de arriostramientos en (a) Pórticos Arriostrados Concéntricamente y (b) Pórticos Arriostrados Excéntricamente (Crisafulli, 2013)	88
<b>Figura 2.9.</b>	Concepto de los APR (López & Sabelli, 2004)	89
<b>Figura 2.10.</b>	Comportamiento de un arriostramiento convencional y un APR (Xie, 2005)	90
<b>Figura 2.11.</b>	Secciones transversales típicas de APR (Della Corte, et al., 2011)	91
<b>Figura 2.12.</b>	Partes de un APR (López & Sabelli, 2004)	91
<b>Figura 2.13.</b>	Regiones del núcleo de acero de un APR (Fuqua, 2009)	92
<b>Figura 2.14.</b>	Detalle de la zona de transición del núcleo de acero de un APR (Sabelli & López, 2004)	92
<b>Figura 2.15.</b>	Capa de material antiadherente de los APR ensayados por Watanabe et al. (1988)	93
<b>Figura 2.16.</b>	Aplicación de la interfaz antiadherente de los APR ensayados por Palazzo et al. (2009)	93
<b>Figura 2.17.</b>	Aplicación de la cinta de petrolato Denso Tape como capa antiadherente de los APR ensayados por Wijanto (2012)	94
<b>Figura 2.18.</b>	Distintos materiales empleados como capa antiadherente en los APR ensayados por Tsai et al. (2014)	95

<b>Figura 2.19.</b>	Sección transversal típica de un APR (Hussain, et al., 2006)	95
<b>Figura 2.20.</b>	Características de los materiales de relleno de los APR ensayados por Gheidi et al. (2011)	96
<b>Figura 2.21.</b>	Comportamiento histerético de los APR con distintos materiales de relleno: (a) hormigón normal, (b) hormigón de baja resistencia, (c) agregado compactado (Gheidi, et al., 2011)	96
<b>Figura 2.22.</b>	Mortero, Sika Grout 212, empleados en los APR desarrollados por Wijanto (2012)	97
<b>Figura 2.23.</b>	Tabla de resultados de los APR ensayados por Watanabe et al. (1988)	98
<b>Figura 2.24.</b>	Comportamiento histerético de los APR ensayados por Watanabe et al. (1988)	98
<b>Figura 2.25.</b>	Estado post-ensayo de los APR desarrollados por Watanabe et al. (1988)	99
<b>Figura 2.26.</b>	Conexión empernada estándar de un APR (Hussain, et al., 2006)	100
<b>Figura 2.27.</b>	Conexión empernada modificada de un APR (Hussain, et al., 2006)	101
<b>Figura 2.28.</b>	Conexión articulada (o con pasador) de un APR (Hussain, et al., 2006)	101

<b>Figura 4.1.</b>	Planta del edificio prototipo	242
<b>Figura 4.2.</b>	Elevación de pórtico tipo en la dirección X (PRMC)	243
<b>Figura 4.3</b>	Elevación de pórtico exterior tipo en la dirección Y (PAPR)	244
<b>Figura 4.4.</b>	Elevación de pórtico interior tipo en la dirección Y (PRMC)	245
<b>Figura 4.5.</b>	Objetivos Mínimos del Diseño por Desempeño para los diferentes Grupos de Uso Sísmico (GUS) de las edificaciones y Niveles Sísmicos (SAC, 2000)	246
<b>Figura 4.6.</b>	Bloques de esfuerzos y distribución de fuerzas internas para el cálculo del momento plástico de columnas CFT (AISC, 2010d)	247
<b>Figura 4.7.</b>	Capacidad plástica de columnas CFT (AISC, 2010d)	248
<b>Figura 4.8.</b>	Diagramas de Interacción Nominales y de Diseño de Columnas CFT (AISC, 2010d)	249
<b>Figura 4.9.</b>	Esquema de la conexión con viga de sección reducida (CVSR) con secciones tipo “I” (AISC, 2010c)	250
<b>Figura 4.10.</b>	Esquema de la conexión con viga de sección reducida (CVSR) entre una columna CFT y una viga tipo “I”	251
<b>Figura 4.11.</b>	Diagrama de cuerpo libre (DCL) de la viga entre centroides de articulaciones plásticas (SAC, 2000)	252

- Figura 4.12.** Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la sección reducida de la viga y la cara de la columna (AISC, 2010c) 253
- Figura 4.13.** Longitud del segmento de fluencia vs. Longitud de un APR medida entre puntos de intersección de los ejes centroidales de vigas, columnas y arriostramientos (López & Sabelli, 2004) 254
- Figura 4.14.** Representación de la deformada de un PAPR tipo V-invertida (a) en rango elástico y (b) luego de la fluencia (Crisafulli, 2013) 255
- Figura 4.15.** Diagrama fuerza axial-deformación típico de un APR (Crisafulli, 2013) 255
- Figura 4.16.** Componentes de la conexión emperrada estándar con placas de empalme del APR (Christopulos, 2005) 256
- Figura 4.17.** Núcleo de acero del APR: segmento de fluencia, zonas de transición y zonas de conexión (Christopulos, 2005) 256
- Figura 4.18.** Conexión de extremo del APR (Christopulos, 2005) 257
- Figura 4.19.** Esquema general de la conexión del APR (Christopulos, 2005) 257
- Figura 4.20.** Dimensiones de la placa gusset de la conexión del APR (Christopulos, 2005) 258

<b>Figura 4.21.</b>	Ilustración del Método de Whitmore (Christopulos, 2005)	259
<b>Figura 4.22.</b>	Método de Whitmore (Christopulos, 2005)	260
<b>Figura 4.23.</b>	Diagrama de cuerpo libre de la placa gusset. Fuerzas de diseño de las soldaduras (Christopulos, 2005)	260
<b>Figura 4.24.</b>	Espectro de Respuesta Elástico de Diseño	261
<b>Figura 4.25.</b>	Espectro de Respuesta Inelástico de Diseño	262
<b>Figura 4.26.</b>	Modelo matemático tridimensional (3D) del edificio prototipo	263
<b>Figura 4.27.</b>	Modo de vibración 1 – $T = 3.11$ s. (traslación en la Dirección X)	264
<b>Figura 4.28.</b>	Modo de vibración 2 – $T = 2.90$ s. (traslación en la Dirección Y)	265
<b>Figura 4.29.</b>	Modo de vibración 2 – $T = 2.90$ s. (traslación en la Dirección Y)	266
<b>Figura 4.30.</b>	Modo de vibración 3 – $T = 2.12$ s. (rotación alrededor del Eje Z)	267
<b>Figura 4.31.</b>	Modo de vibración 4 – $T = 1.11$ s. (traslación en la Dirección X)	268
<b>Figura 4.32.</b>	Modo de vibración 5 – $T = 0.95$ s. (traslación en la Dirección Y)	269

<b>Figura 4.33.</b>	Modo de vibración 5 – $T = 0.95$ s. (traslación en la Dirección Y)	270
<b>Figura 4.34.</b>	Derivas de entrepiso	271
<b>Figura 4.35.</b>	Desplazamientos laterales de piso amplificados	272
<b>Figura 4.36.</b>	Derivas de entrepiso. Pórticos en la Dirección Y sin APR	273
<b>Figura 4.37.</b>	Desplazamientos laterales de piso amplificados. Pórticos en la Dirección Y sin APR	274
<b>Figura 4.38.</b>	Capacidad a flexo-compresión de diseño de las columnas CFT del edificio prototipo	275
<b>Figura 5.1.</b>	Esquema del montaje de la prueba de conexiones. Conexión entre una columna CFT y una viga tipo “I”	319
<b>Figura 5.2.</b>	Esquema del espécimen del ensayo de conexiones (Engelhardt, 2007a)	319
<b>Figura 5.3.</b>	Fotografía de un espécimen en forma de “T” en un ensayo de conexiones real (Engelhardt, 2007a)	320
<b>Figura 5.4.</b>	Sub-estructura del pórtico prototipo a la que representa el espécimen de prueba en forma de “T” (Engelhardt, 2007a)	320
<b>Figura 5.5.</b>	Esquema del montaje del ensayo de cruciformes. Conexión entre una columna CFT y vigas tipo “I”	321

<b>Figura 5.6.</b>	Esquema del espécimen del ensayo de cruciformes (Engelhardt, 2007a)	321
<b>Figura 5.7.</b>	Fotografía de un espécimen de un ensayo de cruciforme real (Engelhardt, 2007a)	322
<b>Figura 5.8.</b>	Sub-estructura del pórtico prototipo a la que representa el espécimen de ensayo de cruciformes (Engelhardt, 2007a)	322
<b>Figura 5.9.</b>	Esquema del espécimen del ensayo de APR individual (Engelhardt, 2007b)	323
<b>Figura 5.10.</b>	Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR individual real (Tsai, et al., 2014)	323
<b>Figura 5.11.</b>	Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR Star Seismic individual real (Dunai, et al., 2011)	324
<b>Figura 5.12.</b>	Esquemas de posibles especímenes de ensayo de APR en sub-estructura (AISC, 2010b)	325
<b>Figura 5.13.</b>	Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR en sub-estructura real (Lin, et al., 2013)	326
<b>Figura 5.14.</b>	Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR en sub-estructura real (Berman & Bruneau, 2009)	327

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN.

### 1.1. Generalidades.

El hormigón armado ha sido y es el material más usado en la construcción de edificios en la ciudad de Guayaquil, Ecuador. Los Pórticos Resistentes a Momento (PRM) es el sistema estructural más común para edificios de hormigón armado. Sin embargo, la construcción de edificios de acero estructural se ha incrementado durante los últimos 15 años en la ciudad de Guayaquil. La mayoría de los edificios de acero construidos en este período corresponden a estructuras de pocos pisos compuestas principalmente por Pórticos Resistentes a Momento (PRM).

Una investigación llevada a cabo en 2009 estudió el estado de la práctica del diseño y construcción de edificios de acero en la ciudad de Guayaquil (Cassagne, 2009). En esta investigación se realizó una evaluación de varios edificios de acero existentes ubicados en la ciudad de Guayaquil. Los resultados de la evaluación revelaron que algunos de los edificios construidos antes del 2008 presentaban ciertas deficiencias causadas por varios aspectos fundamentales, tales como: diseño estructural inadecuado; mano de obra no calificada y falta de inspección en los procesos constructivos; y uso de conexiones viga-columna no precalificadas. En este estudio también se desarrollaron recomendaciones para la adecuada construcción e inspección de edificios de acero nuevos en la ciudad de Guayaquil. Estas recomendaciones se basaron en las evaluaciones realizadas, las deficiencias estructurales encontradas y la experiencia recogida por los códigos Norteamericanos (Cassagne, 2009). Adicionalmente, se corroboró que algunos de estos edificios fueron diseñados sin considerar los efectos de la carga sísmica debido a que las versiones anteriores del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) no contenían disposiciones para el diseño y construcción sismorresistente de edificios de acero estructural. En conclusión, algunos de los criterios de diseño y detalles constructivos usados en algunos de estos edificios están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de cargas sísmicas. Como resultado, el desempeño de estas estructuras podría

resultar inadecuado ante la ocurrencia de un sismo moderado o severo (Cassagne, 2009).

Por otra parte, en el 2008 se realizó un estudio analítico que pretendía investigar el desempeño sísmico de un edificio de acero estructural compuesto por Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a base de planchas soldadas (Emén, 2008). En este estudio se diseñó un edificio prototipo de seis pisos para oficinas, asumiendo que estaba ubicado sobre suelo rígido y utilizando acero ASTM A36. El diseño estuvo basado en las recomendaciones sísmicas para diseño en acero estipuladas en AISC 341-05 (AISC, 2005b), especificación desarrollada en los Estados Unidos de Norteamérica. Además, se analizó el comportamiento inelástico de la conexión precalificada de Alas No Reforzadas Soldadas - Alma Soldada (ANRS-AS), utilizada en este tipo de sistemas estructurales, y se realizó una evaluación sísmica del edificio diseñado mediante análisis no lineales. Finalmente, el estudio reveló que los edificios compuestos por PEARM que son diseñados en base a disposiciones sísmicas de códigos Norteamericanos y que utilizan conexiones viga-columna del tipo ANRS-AS presentan un comportamiento adecuado ante la ocurrencia de un sismo moderado o severo (Emén, 2008).

En cuanto a la normativa local, puede decirse que la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC), ahora denominada Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), impulsada por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) sentó un precedente en el entorno de la construcción del país, ya que por primera vez se incluyeron disposiciones para el diseño y construcción sismorresistente de edificios de acero en el Ecuador. Estas disposiciones forman parte del Capítulo NEC-SE-AC – Estructuras de Acero de la NEC, y son las que regirán el diseño, la fabricación y el montaje de los elementos y conexiones de los edificios de acero estructural a nivel nacional. No obstante, el Capítulo NEC-SE-AC de la NEC sólo establece disposiciones de diseño para tres sistemas estructurales que pueden ser usados como parte del Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) de un edificio de acero estructural. Estos sistemas son:

- (1) Pórticos Especiales Resistentes a Momento (PERM)
- (2) Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (PEAC)
- (3) Pórticos Especiales Arriostrados Excéntricamente (PEAE)

Los sistemas estructurales PEAC y PEAE casi no han sido aplicados en el Ecuador. La elaboración del Capítulo NEC-SE-AC de la Norma Ecuatoriana

de la Construcción (NEC, 2015) estuvo basada en las disposiciones de diseño sismorresistente de edificios de acero estructural contenidas en especificaciones y códigos Norteamericanos, tales como: FEMA 350 (SAC, 2000), AISC 360-10 (AISC, 2010a), AISC 341-10 (AISC, 2010b), AISC 358-05 (AISC, 2005c), entre otros. Estas especificaciones recogen una amplia experiencia respecto al desempeño sísmico de edificios de acero estructural, e incluyen las lecciones aprendidas luego de la ocurrencia de eventos sísmicos moderados y severos, como el terremoto de Northridge, Los Angeles en 1994, en donde se pusieron a prueba los edificios diseñados con criterios previos a éste y otros sismos.

Las investigaciones llevadas a cabo para la elaboración de las normas de diseño sismorresistente en acero de Estados Unidos toman en cuenta la práctica constructiva de dicho país, es decir, la gran mayoría de los edificios metálicos son una combinación de pórticos gravitacionales (interiores) y pórticos resistentes a momento o arriostrados (perimetrales). En definitiva, las especificaciones establecidas en dichas normas consideran que los sistemas estructurales que forman parte del Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) de un edificio se ubican generalmente en su periferia.

El Capítulo NEC-SE-AC de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) también incluye el estado del arte de la práctica del diseño y la

construcción de edificios de acero en nuestro país, la cual, como se reconoce en la NEC, difiere a la de Estados Unidos, ya que en el Ecuador los edificios metálicos son más redundantes, es decir, todos los pórticos son diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como las fuerzas sísmicas. (NEC, 2015)

La NEC establece una clasificación de las estructuras, que emplean PRM, según su grado de redundancia. Una estructura se considera Tipo 1 si todos sus pórticos se diseñan como Pórticos Especiales a Momento, y una estructura se considera Tipo 2 si solamente sus pórticos perimetrales se diseñan como Pórticos Especiales a Momento. La tendencia actual en la ciudad de Guayaquil es la de diseñar estructuras Tipo 1. (NEC, 2015)

Por otro lado, el Capítulo NEC-SE-AC de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) no incluye disposiciones para el diseño de varios sistemas estructurales que también pueden ser usados como parte del SRCS de un edificio de acero estructural, y solamente se limita a citar documentos de referencia, como AISC 341-05 (AISC, 2005b) y AISC 341-10 (AISC, 2010b), para llevar a cabo su diseño. Los sistemas estructurales de los cuales no constan especificaciones de diseño en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) son los siguientes:

- Pórticos Especiales con Armaduras a Momento (PEAM)
- Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR)
- Muros Especiales con Placas de Cortante (MEPC)
- Edificios de Construcción Compuesta Acero-Hormigón

Actualmente la mayoría de los edificios construidos y aquellos que se encuentran en construcción, en la ciudad de Guayaquil, son fundamentalmente de hormigón armado. Adicionalmente, el autor no tiene constancia de la existencia de edificios de acero estructural que excedan los 10 pisos de altura en la ciudad de Guayaquil. Por esta razón y las limitaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) mencionadas anteriormente, en esta tesis se propone la realización de un programa de investigación integral, es decir, con orientación analítica y con componente experimental, de dos sistemas estructurales que no se incluyen en la NEC y que pueden ser usados en edificios de mediana altura o altos. Estos sistemas estructurales son: los Pórticos Resistentes a Momentos Compuestos (PRMC); y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). Como consecuencia de llevar a cabo un estudio de tal magnitud, la industria de la construcción en acero local contaría con otras

alternativas de sistemas estructurales para ser aplicados en edificios de acero de mayor altura que los que existen actualmente.

Los sistemas estructurales PRMC y PAPER han sido ampliamente estudiados en varios países, principalmente en Estados Unidos y Japón. Investigaciones analíticas y experimentales han demostrado que estos sistemas presentan un desempeño sísmico superior en comparación con pórticos resistentes a momento de hormigón armado o de acero y pórticos arriostrados convencionales. (Fahnestock, et al., 2006; Herrera, 2005)

Los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) con columnas CFT tienen ventajas tanto económicas como de comportamiento en comparación con pórticos a momento de hormigón armado o de acero estructural. Las columnas compuestas CFT proporcionan al sistema una mayor rigidez lateral en relación a miembros de acero. Además, la interacción de los dos materiales, acero y hormigón, resulta en miembros con una mayor capacidad a carga axial y a flexión. En columnas conformadas por perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (columnas CFT), el pandeo local del tubo de acero es retardado debido al efecto de restricción del hormigón, y la resistencia del hormigón es incrementada por el efecto de confinamiento que le proporciona el tubo de acero. Este tipo de columnas puede optimizar la cantidad de acero a utilizar y el uso de material de

protección contra fuegos puede ser reducido debido a la resistencia al fuego del relleno de hormigón. Adicionalmente, el uso de encofrado no es necesario, lo cual se traduce en ahorros en costos de mano de obra y reducción de los tiempos de construcción. (Morino & Tsuda, 2003; Muhummud, 2003)

Los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR) son un tipo especial de pórticos arriostrados concéntricamente que incorporan arriostramientos de pandeo restringido (APR). Un APR consiste en un elemento de acero esbelto, denominado núcleo de acero, el cual resiste la carga axial total del arriostramiento, y un mecanismo de restricción que elimina el modo de falla por pandeo del núcleo cuando éste se encuentra sujeto a elevadas fuerzas de compresión. Un APR es capaz de alcanzar la fluencia bajo fuerzas de tensión y de compresión sin presentar degradación de resistencia o de rigidez importante. Consecuentemente, los PAPR presentan una respuesta histerética estable, ductilidad significativa y gran capacidad de disipación de energía cuando están sujetos a cargas cíclicas; y los APR tienen un desempeño sísmico superior comparados con arriostramientos convencionales. (Sebelli & López, 2004; Hussain, et al., 2006)

Este trabajo plantea un plan de investigación de los sistemas estructurales PRMC y PAPR, en donde se proponen estudios de carácter analítico y estudios con componente experimental. Este trabajo también proporciona el estudio de los criterios de análisis y diseño de estos sistemas estructurales, además de la aplicación de los mismos a un edificio prototipo de 24 pisos de altura. Adicionalmente, esta tesis presenta recomendaciones para futuras investigaciones experimentales en las que se podrá estudiar en desempeño sísmico de algunos de los componentes más importantes de los sistemas estructurales PRMC y PAPR (e.g., conexiones a momento viga-columna CFT, arriostramientos de pandeo restringido).

## **1.2. Objetivos de la Investigación.**

### **1.2.1. Objetivo General.**

- Estudiar y aplicar criterios de diseño sísmico de dos sistemas estructurales empleados en edificios altos de construcción compuesta acero-hormigón (PRMC y PAPR), y elaborar recomendaciones para programas experimentales que estudien el comportamiento de conexiones a momento, cruciformes y arriostramientos de pandeo restringido ante cargas dinámicas.

### **1.2.2. Objetivos Específicos.**

- Desarrollar un plan de investigación que contemple los pasos a seguir para llevar a cabo un estudio integral sobre los sistemas estructurales PRMC y PAPR.
- Revisar los criterios de análisis y diseño de los sistemas estructurales PRMC y PAPR de acuerdo la normativa Norteamericana vigente e investigaciones previas.
- Analizar y diseñar un edificio prototipo de 24 pisos de altura cuyo Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) está conformado por Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR).
- Desarrollar procedimientos de diseño para los sistemas estructurales PRMC y PAPR.
- Elaborar recomendaciones para programas experimentales que estudien el desempeño sísmico de Conexiones a Momento Viga-Columna Columna CFT.

- Elaborar recomendaciones para programas experimentales que estudien el desempeño sísmico de Arriostramientos de Pandeo Restringido.

### **1.3. Alcance y Metodología de la Investigación.**

A fin de cumplir los objetivos previamente mencionados, se desarrolló un estudio analítico de un edificio prototipo cuyo Sistema Resistente a Cargas Sísmicas está compuesto por PRMC y PAPR.

El alcance de esta investigación consistió en:

- Resumen de las características más importantes de los sistemas estructurales PRMC y PAPR, así como de las investigaciones, tanto analíticas como experimentales, realizadas acerca de estos sistemas en otros países.
- Revisión de la práctica constructiva y aplicaciones de PRMC y PAPR en otros países. Revisión del estado de la práctica de la construcción compuesta acero-hormigón en la ciudad de Guayaquil, Ecuador.

- Desarrollo de un plan de investigación para estudiar analítica y experimentalmente los sistemas estructurales PRMC y PAPR.
- Diseño de un edificio prototipo de 24 pisos de altura compuesto por PRMC y PAPR en base a las recomendaciones y criterios de diseño sísmico establecidos en la normativa Norteamericana vigente.
- Elaboración de recomendaciones para estudios experimentales de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido.

#### **1.4. Organización de la Investigación.**

La presente investigación se encuentra dividida en cinco capítulos (Capítulos 2 al 6). El Capítulo 2 presenta un resumen de las características principales de los sistemas estructurales PRMC y PAPR, así como una revisión de las investigaciones previas más relevantes relacionadas a estos sistemas. También se reseña la práctica constructiva y aplicaciones de PRMC y PAPR en otros países. Además, se presenta revisión del estado de la práctica y normativa vigente acerca de la construcción compuesta acero-hormigón en la ciudad de Guayaquil.

El Capítulo 3 presenta un plan de investigación, en el cual se describen, mediante fases, los pasos a seguir para llevar a cabo un estudio integral, que incluye investigaciones analíticas y experimentales, de los sistemas estructurales PRMC y PAPR.

El Capítulo 4 describe el diseño del edificio prototipo propuesto. En este capítulo se presenta un resumen de los criterios de análisis y diseño más importantes considerados en el diseño del edificio prototipo. Adicionalmente, este capítulo incluye una descripción de: las cargas gravitacionales, el cálculo de los efectos de la carga sísmica y las combinaciones de carga aplicadas; las consideraciones y resultados más importantes del análisis elástico realizado al edificio; y el diseño los diferentes miembros estructurales y conexiones del edificio prototipo.

El Capítulo 5 presenta una serie de recomendaciones para futuros programas experimentales que permitan el estudio del desempeño sísmico y la calificación de conexiones a momento viga-columna CFT y de arriostramientos de pandeo restringido.

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

### 1.5. Notación.

- $a$  : Distancia desde la cara de la columna hasta el inicio del corte de las alas de la viga;
- $A_e$  : Área efectiva de la sección transversal del núcleo de acero en las zonas de conexión;
- $A_g$  : Área gruesa de la sección transversal del núcleo de acero en las zonas de conexión;
- $A_j$  : Área efectiva de la sección transversal de hormigón dentro del nudo viga-columna CFT;
- $A_s$  : Área de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT;
- $A_{sc}$  : Área de la sección transversal del núcleo de acero del APR;
- $A_{sc,mín}$  : Mínima área de la sección transversal del núcleo de acero requerida para satisfacer la demanda de diseño;
- $A_c$  : Área de la sección transversal del relleno de hormigón de la columna CFT;
- $a_p$  : Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro plástico de la columna CFT;
- APR : Arriostamiento de Pandeo Restringido;
- $A_t$  : Área de la sección transversal a lo largo del ancho de la sección de Whitmore;

- $A_w$  : Área del alma del perfil tubular de acero de la columna CFT/  
Área del alma de la viga metálica tipo "I";
- $B$  : Ancho total del perfil tubular de la columna CFT;
- $b$  : Distancia libre entre las paredes del perfil tubular cuadrado o rectangular de la columna CFT / Longitud de la porción de viga con sección reducida;
- $b_{sc,mín}$  : Ancho mínimo de la placa de acero del núcleo del APR para un espesor seleccionado;
- $b_c$  : Dimensión del relleno de hormigón de la columna CFT;
- $b_f$  : Ancho del ala de la viga metálica tipo "I";
- $b/t$  : Relación ancho-espesor del perfil tubular cuadrado o rectangular de la columna CFT;
- $b_w$  : Dimensión del relleno de hormigón perpendicular a la fuerza cortante requerida;
- $c$  : Profundidad del corte en el centro de la reducción de la sección de la viga;
- $C_1$  : Fuerza de compresión en el ala del perfil tubular
- $C_2$  : Factor que modifica la resistencia a la compresión del relleno de hormigón de las columnas CFT. Este factor es igual a 0.85 para secciones rectangulares, y 0.95 para secciones circulares / Fuerza de compresión en el relleno de hormigón;
- $C_3$  : Coeficiente usado en el cálculo de la rigidez a flexión efectiva

de columnas CFT / Fuerza de compresión en el alma del perfil tubular;

- $C_d$  : Factor de amplificación de deflexiones;
- CDS : Categoría de Diseño Sísmico;
- CEC : Código Ecuatoriano de la Construcción;
- CFT : Concrete-filled steel tube (Perfil tubular de acero relleno de hormigón);
- $C_{m\acute{a}x}$  : Fuerza de compresión máxima obtenida mediante ensayos de calificación de APR;
- $C_{pr}$  : Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión;
- $C_s$  : Coeficiente de respuesta sísmica;
- $C_{s,min}$  : Coeficiente de respuesta sísmica mínimo;
- $C_v$  : Coeficiente de cortante del alma;
- D : Diámetro exterior del perfil tubular circular de la columna CFT / Carga muerta;
- D/t : Relación ancho-espesor del perfil tubular circular de la columna CFT;
- d : Peralte de la viga;
- DBE : Design Basis Earthquake (Sismo de diseño);

- $d_b$  : Peralte de la viga;
- $d_c$  : Ancho de la columna;
- DCL : Diagrama de Cuerpo Libre;
- $D_u$  : Factor que refleja la relación entre la tensión media de ajuste y la tensión de ajuste mínima especificada;
- $EA_{un}$  : Rigidez axial de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada no agrietada;
- $EA_{cr}$  : Rigidez axial de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada agrietada;
- $e_b$  : La mitad del peralte de la viga;
- $e_c$  : La mitad del ancho de la columna;
- $E_c$  : Módulo de elasticidad del hormigón;
- $El_{eff}$  : Rigidez a flexión efectiva de columnas CFT para la determinación de la resistencia a la compresión axial nominal;
- $El_{un}$  : Rigidez a flexión de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada no agrietada;
- $El_{cr}$  : Rigidez a flexión de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada agrietada;
- ENP : Eje neutro plástico;
- E : Efecto combinado de las fuerzas sísmicas horizontales y verticales;
- EPS : Especificaciones del Proceso de Soldadura;

$E_s$	:	Módulo de elasticidad del acero;
$F_a$	:	Coefficiente de sitio para períodos cortos;
$F_{EXX}$	:	Resistencia del electrodo;
$f'_c$	:	Resistencia a la compresión del hormigón;
$F_u$	:	Resistencia mínima a la tensión especificada del acero;
$F_{usc}$	:	Esfuerzo último del material del núcleo del APR;
$F_v$	:	Coefficiente de sitio para un período de 1.0 segundo;
$F_y$	:	Esfuerzo de fluencia del material del perfil tubular de la columna CFT / Esfuerzo de fluencia del material de la viga metálica tipo "I" / Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero;
$F_{yp}$	:	Esfuerzo de fluencia del material de la placa gusset;
$F_{ySC}$	:	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del núcleo del APR;
GUS	:	Grupo de Uso Sísmico;
H	:	Altura total del perfil tubular de la columna CFT;
h	:	Dimensión del perfil tubular de acero paralela a la fuerza cortante requerida, calculada como la distancia libre entre las alas / Dimensión del relleno de hormigón paralela a la fuerza cortante requerida / Altura del alma de la viga metálica tipo "I";
$h_f$	:	Factor para placas de relleno;
$h_{sx}$	:	Altura del entrepiso x;

- $H_{ub}$  : Fuerza cortante factorada en la conexión entre la placa gusset y la viga;
- $H_{uc}$  : Fuerza de tensión factorada en la conexión entre la placa gusset y la columna;
- $I_e$  : Factor de importancia;
- $I_c$  : Momento de inercia de la sección transversal del relleno de hormigón de la columna CFT;
- $I_s$  : Momento de inercia de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT;
- $I_{tubo}$  : Momento de inercia del tubo de acero exterior;
- $k$  : Factor de longitud efectiva de la columna CFT / Factor de longitud efectiva de la placa gusset;
- $K_{APR}$  : Rigidez axial del APR
- $KF$  : Factor de modificación de la rigidez axial del elemento lineal que representa al APR en el modelo matemático;
- $K_{modelo}$  : Rigidez axial del elemento lineal que representa al APR en el modelo matemático;
- $k_v$  : Coeficiente de pandeo por cortante del alma;
- $L$  : Carga viva;
- $L_{CL-CL}$  : Longitud medida entre puntos de intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas;
- $L_{b,máx}$  : Espaciamiento máximo del arrostramiento lateral de las alas de

la viga;

- $L_h$  : Distancia entre las ubicaciones de articulaciones plásticas;
- $L_{tubo}$  : Longitud del tubo de acero exterior;
- $L_t$  : Longitud de pandeo de la placa gusset;
- $L_y$  : Longitud del segmento de fluencia;
- LRFD : Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia;
- MCE : Maximum Considered Earthquake (Sismo considerado máximo);
- $M_f$  : Momento probable máximo en la cara de la columna;
- MIDUVI : Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda;
- $M_n$  : Resistencia a flexión nominal de columnas CFT / Resistencia a flexión nominal de la viga metálica tipo "I";
- $M_p$  : Momento plástico de la columna CFT / Resistencia a flexión plástica de la viga metálica tipo "I";
- $M_{pe}$  : Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable;
- $M_{p,exp}$  : Resistencia a flexión nominal probable de la viga;
- $M_{pr}$  : Momento probable máximo en el centro de la sección reducida de la viga;
- $M_{uv}$  : Momento adicional debido a la amplificación de fuerza cortante que se produce en la articulación plástica, con respecto al eje centroidal de la columna;

- $N_b$  : Número de pernos de la conexión de extremo del APR;
- NEC : Norma Ecuatoriana de la Construcción;
- $n_s$  : Número de planos de deslizamiento requeridos para permitir que la conexión se deslice;
- ODD : Objetivo del Diseño por Desempeño;
- PAPR : Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido;
- $P_{ac}$  : Resistencia ajustada del APR en compresión;
- $P_{at}$  : Resistencia ajustada del APR en tensión;
- $P_{cr}$  : Carga crítica de pandeo de la placa gusset;
- $P_e$  : Carga crítica de pandeo elástico (Carga de Euler) de columnas CFT;
- PERM : Pórticos Especiales Resistentes a Momento;
- PEAC : Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente;
- PEAE : Pórticos Especiales Arriostrados Excéntricamente;
- $P_{E,tubo}$  : Carga crítica de pandeo elástico (Carga de Euler) del tubo de acero exterior;
- $P_n$  : Resistencia a la compresión axial nominal de columnas CFT considerando efectos de longitud;
- $P_{no}$  : Resistencia a la compresión axial nominal de columnas CFT sin considerar efectos de longitud;
- $P_p$  : Capacidad plástica a la compresión axial de columnas CFT;
- PRMC : Pórticos Resistentes a Momento Compuestos;

- PRM : Pórticos Resistentes a Momento;
- $P_u$  : Resistencia a carga axial requerida del APR, denominada también carga axial de diseño;
- $P_{ub}$  : Fuerza de diseño para la conexión entre la placa gusset y la viga;
- $P_{uc}$  : Fuerza de diseño para la conexión entre la placa gusset y la columna;
- $P_{u,con}$  : Carga de diseño para las conexiones de APR
- $P_{y,sc}$  : Carga axial de fluencia del APR;
- $Q_E$  : Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales;
- $R$  : Factor de modificación de respuesta / Radio de corte;
- RBS : Reduced beam section;
- $R_y$  : Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero;
- $r_y$  : Radio de giro mínimo de la viga metálica tipo "I";
- $S_1$  : Aceleración de respuesta espectral MCE en roca para un período de 1.0 segundo;
- $S_a$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE);
- $S_{D1}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE) para período de 1.0 segundo;
- SDC : Soldadura de Demanda Crítica;
- $S_{DS}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE) para

- períodos cortos;
- $S_h$  : distancia del eje de la columna a la localización de la rótula plástica en la viga;
- $S_{M1}$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para un período de 1.0 segundo ajustada por la calase de sitio;
- $S_{MS}$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para períodos cortos ajustada por la clase de sitio;
- SRCS : Sistema Resistente a Cargas Sísmicas;
- SRPC : Soldadura de Ranura de Penetración Completa;
- $S_h$  : Distancia medida desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica;
- $S_s$  : Aceleración de respuesta espectral MCE en roca para períodos cortos;
- $t$  : Espesor de las paredes del perfil tubular cuadrado, rectangular o circular de la columna CFT;
- $T$  : Período la estructura en la dirección de análisis;
- $T_0$  : Período de transición de la Región 1 a la Región 2 del Espectro de Respuesta Elástico de Diseño;
- $T_1$  : Fuerza de tensión en el alma del perfil tubular;
- $T_2$  : Fuerza de tensión en el ala del perfil tubular;
- $T_b$  : Tensión mínima de ajuste en pernos;
- $T_L$  : Período de transición a períodos largos;

- TMA : Tamaño Máximo del Agregado;
- $T_{m\acute{a}x}$  : Fuerza de tensión máxima obtenida mediante ensayos de calificación de APR;
- $T_n$  : Resistencia a la tracción axial nominal de columnas CFT;
- $t_{bf}$  : Espesor del ala de la viga;
- $t_e$  : Garganta efectiva de la soldadura de filete;
- $t_f$  : Espesor de las alas del perfil tubular de la columna CFT / Espesor del ala de la viga metálica tipo "I";
- $t_p$  : Espesor de la placa gusset;
- $T_s$  : Período de transición de la Región 2 a la Región 3 del Espectro de Respuesta Elástico de Diseño;
- $t_w$  : Espesor del alma del perfil tubular de la columna CFT / Espesor del alma de la viga metálica tipo "I";
- $V_{c,ZP}$  : Resistencia al cortante nominal del relleno de hormigón en la zona de panel de la columna CFT;
- $V_{dis}$  : Cortante basal sísmico de diseño;
- $V_{grav}$  : Fuerza cortante en la viga resultado de la combinación que incluye solamente cargas gravitacionales (i.e., carga muerta y carga viva);
- $V_n$  : Resistencia al cortante nominal del perfil tubular de acero de la columna CFT / Resistencia al cortante nominal del relleno de hormigón de la columna CFT / Resistencia al cortante nominal

de la viga metálica tipo "I";

- $V_{RBS}$  : El mayor de los dos valores de fuerza cortante calculados en el centro de la sección reducida en cada extremo de la viga;
- $V_u$  : Resistencia al cortante requerida de la viga y de la conexión entre el alma de la viga y la columna;
- $V_{ub}$  : Fuerza de tensión factorada en la conexión entre la placa gusset y la viga;
- $V_{uc}$  : Fuerza cortante factorada en la conexión entre la placa gusset y la columna;
- $W$  : Peso sísmico efectivo;
- $w_b$  : Dimensión de la placa gusset conectada a la viga;
- $w_c$  : Dimensión de la placa gusset conectada a la columna;
- $y_{C1}$  : Brazo de la fuerza  $C_1$  respecto al eje neutro plástico
- $y_{C2}$  : Brazo de la fuerza  $C_2$  respecto al eje neutro plástico
- $y_{C3}$  : Brazo de la fuerza  $C_3$  respecto al eje neutro plástico
- $y_{T1}$  : Brazo de la fuerza  $T_1$  respecto al eje neutro plástico
- $y_{T2}$  : Brazo de la fuerza  $T_2$  respecto al eje neutro plástico
- $Z_{RBS}$  : Módulo plástico de la sección en el centro de la sección reducida de la viga;
- $Z_x$  : Módulo plástico alrededor del eje fuerte de la sección transversal de la viga metálica tipo "I";
- $\alpha_g$  : Distancia desde la cara de la columna al centroide de la

- conexión entre la placa gusset y la viga;
- $\theta$  : Deriva de entrepiso / Ángulo de la carga aplicada respecto al eje longitudinal de la soldadura;
- $\theta_{adm}$  : Deriva de entrepiso admisible;
- $\theta_b$  : Ángulo de inclinación del arriostramiento respecto a la columna;
- $\theta_{beam}$  : Ángulo de inclinación de la fuerza  $P_{ub}$  respecto a la viga;
- $\theta_{col}$  : Ángulo de inclinación de la fuerza  $P_{uc}$  respecto a la columna;
- $\theta_{dis}$  : Deriva de entrepiso de diseño;
- $\theta_x$  : Deriva del entrepiso x;
- $\theta_{global}$  : Deriva global (de cubierta) del edificio;
- $\sum M^*_{p,exp}$  : Suma de los momentos en las vigas metálicas en la intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas;
- $\sum M^*_{pcc}$  : Suma de los momentos en las columnas sobre y debajo de la intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas;
- $\beta$  : Factor de ajuste de la resistencia a compresión;
- $\beta_g$  : Distancia desde la parte superior de la viga al centroide de la conexión entre la placa gusset y la columna;
- $\omega$  : Factor de ajuste de endurecimiento por deformación;
- $\bar{\delta}_{xe}$  : Desplazamiento lateral del piso x obtenido mediante un análisis elástico;

- $\bar{\delta}_{xi}$  : Desplazamiento lateral inelástico del piso x;
- $\bar{\delta}_{(x-1)i}$  : Desplazamiento lateral inelástico del piso x-1;
- $\Delta_b$  : Parámetro de deformación usada para el control de carga del espécimen del ensayo de calificación del APR (rotación de extremo total para el espécimen de ensayo de arriostramiento en sub-estructura o deformación axial total para el espécimen de ensayo de arriostramiento individual);
- $\Delta_{bm}$  : Valor del parámetro de deformación,  $\Delta_b$ , correspondiente a la deriva de entrepiso de diseño;
- $\Delta_{by}$  : Valor del parámetro de deformación,  $\Delta_b$ , correspondiente a la primera fluencia del espécimen de ensayo;
- $\lambda$  : Factor de reducción por esbeltez / Factor igual a 1.0 para hormigones de peso normal;
- $\lambda_{hd}$  : Límite de la relación ancho-espesor para miembros compuestos altamente dúctiles / Límite de la relación ancho-espesor para miembros de acero altamente dúctiles;
- $\lambda_t$  : Coeficiente de pandeo de la placa gusset
- $\rho$  : Factor basado en la redundancia del sistema estructural;
- $\phi$  : Factor de reducción de resistencia del APR,  $\Phi = 0.90$  / Factor de reducción de resistencia de la conexión de deslizamiento crítico / Factor de reducción de resistencia de elementos sujetos a tensión para el estado límite de fluencia,  $\Phi = 0.90$  /

Factor de reducción de resistencia de elementos sujetos a tensión para el estado límite de fractura,  $\Phi = 0.75$ ;

- $\phi_b$  : Factor de reducción de resistencia para columnas compuestas sujetas a flexión,  $\Phi_b = 0.90$  / Factor de resistencia para vigas metálicas sujetas a flexión,  $\Phi_b = 0.90$ ;
- $\phi_c$  : Factor de reducción de resistencia para columnas compuestas sujetas a compresión axial,  $\Phi_c = 0.75$ ;
- $\phi_d$  : Factor de reducción de resistencia para estados límite dúctiles,  $\Phi_d = 1.00$ ;
- $\phi_t$  : Factor de reducción de resistencia para columnas compuestas sujetas a tracción axial,  $\Phi_t = 0.90$ ;
- $\phi_v$  : Factor de reducción resistencia para perfiles tubulares de acero sujetos a cortante,  $\Phi_v = 0.90$  / Factor de reducción resistencia del relleno de hormigón,  $\Phi_v = 0.75$ ;
- $\phi_b M_n$  : Resistencia a flexión de diseño de la columna CFT / Resistencia a flexión de diseño de viga metálica tipo "I";
- $\phi_c P_n$  : Resistencia a la compresión axial de diseño de la columna CFT;
- $\phi R_n$  : Resistencia de diseño de la conexión de deslizamiento crítico / Resistencia de diseño a la tensión para el estado límite de fluencia / Resistencia de diseño a la tensión para el estado límite de fractura;

- $\phi R_{nw}$  : Resistencia de diseño de la soldadura de filete;
- $\phi_t T_n$  : Resistencia a la tracción axial de diseño de la columna CFT;
- $\phi_v V_n$  : Resistencia al cortante de diseño del perfil tubular de la columna CFT;
- $\Omega_0$  : Factor de sobrerresistencia;
- $\mu$  : Coeficiente de deslizamiento promedio que depende del tipo de superficie

# CAPÍTULO 2

## 2. INVESTIGACIÓN PREVIA.

### 2.1. Generalidades.

Este capítulo presenta una descripción general de las características principales de dos sistemas estructurales comúnmente empleados en edificios altos de construcción compuesta, así como una reseña de las investigaciones, experimentales y analíticas, más relevantes llevadas a cabo en otros países donde estos sistemas han sido aplicados. Los sistemas estructurales descritos en este capítulo son: los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). Adicionalmente, se incluye una revisión de la práctica y normativa actual referente al diseño y construcción de edificios de construcción compuesta acero-hormigón en la ciudad de Guayaquil.

## **2.2. Construcción Compuesta en Otros Países.**

La construcción compuesta, denominada también mixta o híbrida, engloba a las estructuras cuyos elementos aprovechan las ventajas que ofrecen el acero y el hormigón, mediante una interacción entre ellos, para lograr una mejora de su capacidad y/o comportamiento. El uso eficiente de estos dos materiales en el diseño de miembros compuestos resulta en estructuras con mayor rigidez lateral en relación con las estructuras de acero, y con mayor ductilidad comparadas con las estructuras de hormigón armado. Además de las ventajas estructurales, la construcción compuesta también presenta ventajas económicas debido a que la rapidez de montaje de los componentes de acero permite agilizar el proceso constructivo, y por ende reducir tiempos de construcción, tal como se ilustra en la Figura 2.1.

Los miembros compuestos, al igual que los de acero u hormigón, pueden ser diseñados para resistir cargas gravitacionales, cargas laterales, o una combinación de ambas, dependiendo de la función que desempeñe dentro de la estructura.

Dentro de los sistemas estructurales de construcción compuesta que pueden ser empleados como parte del Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) de un edificio, de mediana altura o alto, se encuentran: los Pórticos

Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). Estos sistemas estructurales fueron seleccionados como objeto de estudio en esta investigación y sus aspectos más relevantes son discutidos a continuación.

## **2.2.1. Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC).**

### **2.2.1.1. Sistema Estructural.**

Los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos son estructuras conformadas por vigas metálicas y columnas compuestas (ver Figura 2.2). Las columnas compuestas pueden ser de dos tipos: columnas en las cuales un perfil de acero encuentra embebido en hormigón armado, denominadas también columnas SRC (SRC, Steel-Reinforced Concrete Column, por su nombre en inglés), indicadas en la Figura 2.3; y columnas conformadas por un perfil tubular cuadrado, rectangular o circular relleno de hormigón, conocidas como columnas CFT (CFT, Concrete-Filled Steel Tube Column, por su nombre en inglés), ilustradas en la Figura 2.4. En esta investigación se hizo especial énfasis en el estudio de los PRMC que incorporan columnas CFT solamente, por considerarse que su aplicación en nuestro país es más factible en comparación con las columnas SRC.

### **2.2.1.2. Columnas Compuestas: Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón.**

El concepto de columnas compuestas hechas a base de un perfil tubular de acero relleno de hormigón, denominadas de aquí en adelante como columnas CFT, surgió en Japón en la década de los años 60's (Morino & Tsuda, 2003). Desde entonces una serie de investigaciones han sido llevadas a cabo, en Estados Unidos, Japón y otros países, acerca de estos elementos estructurales. El New Urban Housing Project (NUHP) del Ministerio de Construcción de Japón así como la quinta fase del U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program son dos de los proyectos de investigación más relevantes que han sido realizados sobre pórticos a momento con columnas CFT, los mismos que han contribuido al desarrollo de disposiciones y recomendaciones de diseño de estos sistemas (Morino & Tsuda, 2003).

De acuerdo a Morino & Tsuda (2003), el sistema estructural de Pórticos Resistentes a Momento con Columnas CFT presenta ciertas ventajas, las mismas que se describen a continuación:

1. Interacción entre el tubo de acero y el relleno de hormigón: El efecto de restricción del hormigón retarda el pandeo local del tubo de acero y

modera la degradación de resistencia. Por otra parte, el efecto de confinamiento del tubo de acero incrementa la resistencia del hormigón. Además, los efectos de retracción y de “creep” son mucho menores que en columnas de hormigón armado convencionales.

2. Propiedades de la sección transversal: La cuantía de acero es mucho mayor que en columnas de hormigón armado. El acero de la columna CFT tiende a alcanzar su resistencia plástica bajo flexión debido a que se encuentra en la parte exterior de la sección.
3. Eficiencia constructiva: No se necesita encofrado o acero de refuerzo. Además, el vertido del hormigón puede hacerse mediante tubo Tremie o el método de bombeo. Esta eficiencia resulta en una reducción de la mano de obra, ahorro en costos de construcción, y una disminución de la duración del proyecto.
4. Resistencia al fuego: El hormigón mejora la resistencia al fuego del perfil tubular de acero, con lo cual puede reducirse o eliminarse el material de protección contra el fuego.
5. Costos: Debido a lo antes mencionado, los pórticos resistentes a momento compuestos con columnas CFT presentan ventajas en

relación a los costos en comparación con los pórticos de acero resistentes a momento.

6. Ecología: Tanto el tubo de acero como el hormigón podrían ser reciclados. Además, como se mencionó anteriormente, no se requiere el uso de encofrado.

En el New Urban Housing Project (NUHP) se ensayaron 86 especímenes de columnas cortas cargadas axialmente y vigas-columnas sujetas a cargas combinadas de compresión, flexión y cortante. Por otro lado, los estudios experimentales llevados a cabo en Japón como parte de la quinta fase del U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program incluyeron columnas cortas cargadas axialmente, columnas cortas cargadas excéntricamente, vigas-columnas y conexiones viga-columna (ensayos de cruciformes), tal como se muestra en la Figura 2.5. En total se ensayaron 154 especímenes, en los cuales se emplearon materiales de alta resistencia (Morino & Tsuda, 2003). Los temas de investigación cubiertos en los proyectos antes mencionados son los siguientes: (1) mecánica estructural (rigidez, resistencia, comportamiento después del pandeo, efectos de confinamiento, mecanismos de transferencia de esfuerzos, y ductilidad de columnas, vigas-columnas y conexiones viga-columna); (2) eficiencia constructiva (compactación del hormigón, mezcla del hormigón, métodos de vertido del

hormigón y tiempos de construcción); (3) resistencia al fuego (resistencia ante fuegos y cantidad de material de protección contra el fuego); y (4) planeamiento estructural (aplicación a edificios altos y edificios con grandes vanos, y costos).

### **2.2.1.3. Conexiones a momento entre vigas de acero tipo “I” y columnas CFT.**

Algunos tipos de conexiones entre vigas metálicas y columnas CFT pueden encontrarse en la literatura relacionada a los PRMC. En la Figura 2.6 se presentan algunos ejemplos de conexiones a momento viga-columna CFT usadas en Japón (Morino & Kawaguchi, 2005). Estos detalles corresponden a conexiones soldadas con diafragmas externos (outer diaphragm, por su nombre en inglés), conexiones con diafragmas interiores (inner diaphragm, por su nombre en inglés), conexiones donde el diafragma atraviesa la columna y ésta es dividida en tres partes (through diaphragm, por su nombre en inglés), y conexiones con anillos rigidizadores para el caso de columnas CFT con perfiles tubulares circulares (ring stiffener, por su nombre en inglés).

Una alternativa a las conexiones soldadas mencionadas anteriormente, es aquella en donde las vigas metálicas son conectadas a la columna CFT mediante perfiles “T” (split-tee moment connection, por su nombre en inglés).

Un esquema de esta conexión es presentado en la Figura 2.7. Como se puede observar en dicha figura, el alma de los perfiles “T” se conectan a las alas de la viga metálica mediante soldadura, mientras que las alas de los perfiles “T” se conectan a las alas de la columna CFT mediante pernos que atraviesan la zona de panel de la misma. Esta conexión fue estudiada por Herrera (2005).

#### **2.2.1.4. Práctica Constructiva y Aplicaciones de PRMC en Otros Países.**

##### **2.2.1.4.1. Japón.**

La Association for New Urban Housing Technology (ANUHT), creada en 1996 en relación al NUHP, ha estado encargada de revisar el diseño estructural y la resistencia a fuegos de edificios con columnas CFT de menos de 60 metros de altura, y autorizando la construcción de los mismos, en Japón. El diseño de 175 edificios con columnas CFT fue revisado por la ANUHT desde Abril de 1998 a Marzo de 2002. Por otra parte, la inspección de edificios con columnas CFT de más de 60 metros de altura le corresponde al Building Center of Japan. Más de 100 edificios de este tipo podrían haber sido construidos, pero los datos de su construcción no se encuentran disponibles. (Morino & Tsuda, 2003)

Los datos más relevantes de la inspección realizada por la ANUHT se describen a continuación (Morino & Tsuda, 2003; Morino & Kawaguchi, 2005):

1. De los 175 edificios revisados, el 49% corresponde a edificios de oficinas, el 19% a centros comerciales, el 7% a almacenes y el 5% a hoteles. Estos resultados indican que los PRMC con columnas CFT generalmente son aplicados en edificios con grandes espacios abiertos.
2. La aplicación de pórticos arriostrados en edificios con columnas CFT no es muy común. El 79% de los edificios están conformados por pórticos a momento, mientras que el 21% están conformados por pórticos arriostrados.
3. El área de piso soportada por una columna (CFT) es mucho mayor en comparación con edificios de acero estructural o de hormigón armado. El área soportada por columna supera los 90 m<sup>2</sup> para alrededor del 40% del total de edificios. Por otra parte, en cerca del 40% de los edificios de oficinas el área soportada por columna excede los 90 m<sup>2</sup>.
4. La relación entre el vano de mayor longitud en una dirección y el vano de menor longitud en la dirección perpendicular es variada, lo cual

indica los pórticos de los edificios con columnas CFT pueden adoptar diversas configuraciones. Para el caso de edificios de oficinas, esta relación alcanza el valor de 2.2 en casi el 40% de los casos. Para los centros comerciales, esta relación es está entre 1.0 y 1.3 para el 53% de los casos.

5. En Japón se han usado columnas CFT con perfiles tubulares cuadrados (66%) y circulares (22%). El tamaño del tubo de acero usado con más frecuencia está entre 500 mm y 700 mm en el caso de las columnas CFT cuadradas, y entre 500 mm y 711 mm en el caso de las columnas CFT circulares. Las columnas CFT cuadradas (tamaño: 300 mm a 950 mm; relación ancho-espesor: 10 a 54) son usadas comúnmente en edificios con planta regular, mientras que las columnas CFT circulares (diámetro: 400 mm a 1117 mm; relación diámetro-espesor: 16 a 90) son empleadas en edificios con planta irregular. La mayoría de los tubos son perfiles conformados en frío debido a que son económicos y se encuentran ampliamente disponibles. Miembros armados son usados cuando se requieren espesores mayores y/o existe una amplia demanda de ductilidad.

6. Alrededor del 50% de las conexiones viga-columna tiene diafragmas interiores (ver Figura 2.6b), mientras que el 35% tiene diafragmas que atraviesan la columna (ver Figura 2.6c).
7. Las bases de columnas embebidas son las más usadas (cerca de un 60% de los casos), debido a que son las más seguras desde el punto de vista estructural.
8. El acero comúnmente usado en las columnas CFT tienen un esfuerzo de fluencia de 325 MPa en el 85% de los casos, mientras que la resistencia a la compresión del hormigón está entre 36 MPa y 42 MPa en el 65% de los casos.

#### **2.2.1.4.2. Estados Unidos de Norteamérica.**

En los Estados Unidos de Norteamérica, los edificios de construcción compuesta generalmente incorporan PRMC con columnas CFT solamente en la periferia del edificio, es decir, únicamente los pórticos perimetrales son diseñados para resistir la fuerza sísmica. Las columnas CFT están formadas generalmente por perfiles HSS, conformados en frío fabricados con acero de alta resistencia ASTM A500 Grado 80 (esfuerzo de fluencia nominal de 80 ksi), rellenos con hormigón de alta resistencia (resistencia a la compresión de

8 ksi). La selección de estos materiales se da con la finalidad de obtener elementos esbeltos (menor cantidad de acero y hormigón), pero resistentes y rígidos. El empleo de acero y hormigón de alta resistencia proporciona el uso más eficiente de ambos materiales. (Muhummud, 2003; Herrera, 2005)

Muhummud (2003) destacó algunos ejemplos de edificios construidos con columnas CFT en Estados Unidos. Estos ejemplos son:

- Two Union Square Building, Seattle, Washington (56 pisos sobre el suelo y 4 pisos subterráneos)
- The US Bank Centre Building, Seattle, Washington (44 pisos sobre el suelo y 8 pisos subterráneos)
- The 100 First Street Plaza Building, San Francisco, California (27 pisos sobre el suelo)
- The 225 South Sixth Building, Minneapolis, Minnesota (56 pisos sobre el suelo y 4 pisos subterráneos)

#### **2.2.1.4.3. Nueva Zelanda.**

A diferencia de Japón y Estados Unidos, en Nueva Zelanda la construcción de edificios con columnas CFT no ha sido desarrollada por completo. Chiunhaviriyakul et al. (2013) llevaron a cabo un estudio analítico comparativo, en relación al desempeño sísmico y a costos, de pórticos de acero resistentes a momento convencionales y pórticos resistentes a momento compuestos con columnas CFT considerando la práctica del diseño y construcción de edificio en Nueva Zelanda. Los resultados de la investigación revelaron que el desempeño sísmico del pórtico de acero y los pórticos compuestos diseñados fue similar. No obstante, los costos de los edificios con columnas compuestas resultaron en un rango del 96% al 120% el costo del edificio de acero convencional, y dependían del diseño de las columnas CFT. Se encontró que el costo por metro lineal de una columna CFT, es en general, mayor al costo de una columna de acero. En este estudio se propuso el uso de columnas CFT construidas a base de placas soldadas.

## **2.2.2. Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR).**

### **2.2.2.1. Sistema Estructural.**

Un pórtico arriostrado es una estructura compuesta por vigas, columnas y una serie de elementos, a los que se denomina arriostramientos, los cuales suelen adoptar distintas configuraciones en el pórtico, por ejemplo: en diagonal, en V, en V-invertida, en X, etc., por lo que este tipo de pórticos pueden ser considerados como armaduras verticales. Existen básicamente dos tipos de pórticos arriostrados: los Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC), y los Pórticos Arriostrados Excéntricamente (PAE). En los PAC, los ejes o líneas de acción de todos los miembros (i.e. vigas, columnas y arriostramientos) coinciden en un punto en común, de tal forma que en los elementos se desarrollan fuerzas axiales y mínimas fuerzas de flexión. Por otra parte, en los PAE los ejes de los arriostramientos no coinciden con el punto de intersección de vigas y columnas, sino que son intencionalmente desplazados una cierta distancia, con el fin de inducir flexión y cortante en determinados elementos, denominados vínculos, para incrementar así la ductilidad del sistema (Taranath, 2012). La Figura 2.8 muestra configuraciones típicas para PAC y PAE.

En general, los pórticos arriostrados representan una solución adecuada para resistir las fuerza sísmica y controlar los desplazamientos laterales en edificios de mediana altura y altos, debido a que los arriostramientos proporcionan resistencia y rigidez al sistema (Crisafulli, 2013). La carga sísmica en este tipo de sistemas estructurales es resistida principalmente por los arriostramientos, los cuales desarrollan fuerzas axiales de tensión y compresión, como en una armadura, minimizando la flexión en otros elementos como vigas y columnas (Taranath, 2012). Sin embargo, los pórticos arriostrados concéntricamente convencionales han demostrado que durante eventos sísmicos severos los arriostramientos son propensos a fallar por pandeo (global o local) cuando están sometidos a elevadas fuerzas de compresión, mostrando un comportamiento histerético asimétrico debido a que desarrollan resistencias en tensión mayores que en compresión, lo cual da como resultado derivas de entrepiso elevadas y una degradación de su resistencia y rigidez, provocando de esta manera la inestabilidad del sistema (Guo, et al., 2005).

Las deficiencias de los arriostramientos convencionales, inherentes a su limitada respuesta ante cargas cíclicas, han motivado a los investigadores a desarrollar la tecnología necesaria para evitar que estos elementos sufran pandeo al estar sujetos a elevadas fuerzas de compresión, de manera que se pueda obtener una respuesta histerética estable, pudiendo alcanzar la

fluencia tanto en tensión como en compresión, y logrando así una mayor capacidad de disipación de energía. De este modo surge el concepto de los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR), los cuales son un tipo especial de Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC) cuyos arriostramientos están provistos de un mecanismo que prácticamente elimina la posibilidad de pandeo, asegurando un comportamiento similar de los mismos bajo fuerzas de tensión y de compresión. Este tipo de arriostramientos se denominan Arriostramientos de Pandeo Restringido (APR).

#### **2.2.2.2. Arriostramientos de Pandeo Restringido (APR).**

##### **2.2.2.2.1. Concepto.**

Un Arriostramiento de Pandeo Restringido (Buckling-Restrained Brace, BRB, por su nombre y siglas en inglés) consiste en un elemento de acero esbelto provisto de un mecanismo de restricción lateral continua que suprime el modo de falla por pandeo cuando se encuentra sujeto a elevadas fuerzas axiales de compresión (López & Sabelli, 2004; Hussain, et al., 2006; Wijanto, 2012). En consecuencia, los APR tienen un desempeño sísmico superior en comparación con los arriostramientos convencionales, ya que al omitirse el pandeo (global o local) en el arriostramiento, éste presenta un

comportamiento histerético estable cuando está sujeto a cargas cíclicas (ver Figura 2.9), pudiendo alcanzar la fluencia tanto en tensión como en compresión con resistencias muy similares, y sin presentar degradación de resistencia ni de rigidez (López & Sabelli, 2004; Wijanto, 2012). Tal comportamiento resulta en una mayor capacidad de disipación de energía, lo que lo convierte en un miembro estructural dúctil (López & Sabelli, 2004).

En los APR, la carga axial es resistida por un elemento de acero, denominado núcleo, el cual es rodeado por un mecanismo de restricción que elimina la posibilidad de pandeo. Debido a esta restricción, el arriostramiento es capaz de presentar una distribución uniforme de deformaciones axiales, es decir, que no existe la posibilidad de una concentración de deformaciones en APR adecuadamente diseñados, lo cual representa una ventaja de los APR sobre los arriostramientos convencionales (ver Figura 2.10). (López & Sabelli, 2004)

#### **2.2.2.2.2. Tipos de APR.**

Desde que surgió el concepto de los APR a comienzos de 1980 (Xie, 2005), varios son los dispositivos que han sido desarrollados, ensayados y aplicados hasta la actualidad. Se han propuesto distintas soluciones para el núcleo de acero, la capa de material antiadherente y el mecanismo de

restricción del pandeo. No obstante, dentro de la variedad de APR se pueden distinguir dos tipos (Tsai, et al., 2014):

- El primer tipo de APR está constituido en primer lugar por un núcleo de acero, el mismo que puede ser una placa de sección rectangular, varias placas que formen un cruciforme, una barra de sección circular, un perfil I, etc. Rodeando al núcleo se encuentra el mecanismo de restricción del pandeo, el cual consiste en un tubo de acero, generalmente doblado en frío, relleno de mortero u hormigón. Adicionalmente, una capa de material antiadherente se aplica sobre el núcleo para desligar a éste del mortero que restringe el pandeo, con la finalidad de evitar la transmisión de esfuerzos cortantes del núcleo hacia el mortero y así permitir que el núcleo se deforme axialmente. Dicha capa de material antiadherente debe tener propiedades elastoméricas para absorber adecuadamente la deformación transversal del núcleo de acero cuando esté en compresión (efecto Poisson). Este es el tipo de APR con mayor número de aplicaciones en la actualidad, y también se lo conoce con el nombre de Arriostamiento Sin Adherir (Unbonded Brace, por su nombre en inglés). (Watanabe, et al., 1988; Palazzo, et al., 2009)
- El segundo tipo de APR, al igual que en el primero, está constituido por un núcleo de acero que puede adoptar cualquiera de las secciones

mencionadas anteriormente. La principal diferencia con el primer tipo de APR radica en el mecanismo de restricción del pandeo. Este tipo de APR no emplea el mortero u hormigón en el sistema de restricción del pandeo sino que usa únicamente perfiles tubulares de acero o placas de acero acopladas a la forma del núcleo mediante pernos. Para desligar al núcleo de acero del sistema de restricción del pandeo, el segundo tipo de APR también se emplea una capa de material antiadherente, o en su defecto deja un espacio entre el núcleo y el tubo que lo restringe. Este tipo de APR ha sido desarrollado y estudiado recientemente. También se lo conoce como Arriostramiento de Pandeo Restringido Sólo de Acero (All-steel Buckling-Restrained Brace, por su nombre en inglés). (Della Corte, et al., 2011)

La Figura 2.11 muestra distintas secciones transversales de arriostramientos de pandeo restringido.

#### **2.2.2.2.3. Partes de un APR.**

Los componentes principales de un APR, que aseguran un comportamiento adecuado del mismo, son cuatro: el núcleo de acero, la capa de material antiadherente, el mecanismo de restricción del pandeo, y las conexiones a los demás elementos del pórtico (i.e., vigas y columnas). A continuación se

presenta una descripción sobre los aspectos más relevantes de cada una de las partes que conforman un APR. La Figura 2.12 muestra un esquema de un APR y sus diferentes componentes. Es importante mencionar que en este estudio se hace especial énfasis en el primer tipo de APR explicado brevemente en la Sección 2.2.2.2, por lo que la siguiente descripción se hace en referencia a estos APR.

**(a) Núcleo de acero.**

El núcleo de acero constituye el componente principal de los Arriostramientos de Pandeo Restringido (APR). Consiste en un elemento o barra de acero estructural de sección rectangular (placa), cruciforme, circular, etc. Dicho elemento resiste las fuerzas axiales, de tensión y compresión, que se generan en el arriostramiento debido a la acción sísmica; es diseñado para llegar a la fluencia a fin de que la disipación de la energía se dé a través de deformaciones inelásticas.

El material más apropiado para ser usado como núcleo en los APR, por su gran ductilidad, es el acero ASTM A36. No obstante, aceros de alta resistencia y baja aleación, como el acero ASTM A572 Grado 50, también han sido aplicados. (Uang & Nakashima, 2004)

El núcleo de acero de los APR puede ser sub-dividido en tres regiones, como se muestra en la Figura 2.13, que se describen a continuación:

- **Región A – Zona de fluencia (segmento restringido):**

Es el segmento del núcleo de acero donde se produce la disipación de energía a través de la fluencia en tensión y en compresión. Esta zona está arriostrada lateralmente de forma continua por el mecanismo de restricción del pandeo, lo cual permite una distribución de las deformaciones a lo largo de su longitud. Este segmento tiene una sección reducida en comparación con las otras zonas (ver Figura 2.13), para asegurar que se llegue a la fluencia. La resistencia y rigidez axial del APR están gobernadas por la sección transversal de este segmento. (Fuqua, 2009)

- **Región B – Zonas de transición (segmentos restringidos):**

Estos segmentos del núcleo de acero se encuentran en ambos extremos de la zona de fluencia. Estas zonas son diseñadas para tener un comportamiento elástico, por lo que el área de su sección transversal es mayor en comparación con el de la zona de fluencia, aunque se encuentran igualmente rodeados por el mecanismo de restricción del pandeo. Se denominan zonas de transición debido a su sección transversal variable. Se

emplea una sección variable para evitar un cambio brusco de sección que derive en una concentración de esfuerzos (ver Figura 2.13). En el caso de emplear una placa en la zona de fluencia, es común soldar rigidizadores, perpendiculares a la placa, para incrementar el área de la sección transversal en las zonas de transición. (Uang & Nakashima, 2004; Fuqua, 2009)

Es necesario el empleo de un material suave, como el poliestireno expandido (Watanabe, et al., 1988; Wijanto, 2012), para evitar la transmisión de esfuerzos del núcleo hacia el mortero de relleno del mecanismo de restricción, sobre todo durante el acortamiento del núcleo a causa de fuerzas de compresión (ver Figura 2.14). (Wijanto, 2012)

- **Región C – Zonas de conexiones (segmentos no restringidos):**

Las zonas de conexiones se encuentran a continuación de los segmentos restringidos (zona de fluencia y zonas de transición). Estas zonas no se encuentran rodeadas por el mecanismo de restricción del pandeo (ver Figura 2.13), pues representan los extremos del arriostramiento, y sirven principalmente para conectar el APR a los demás elementos del pórtico (i.e., vigas y columnas). (Fuqua, 2009)

**(b) Capa de material antiadherente.**

La capa de material antiadherente es un componente esencial de los APR, y en ella que se basa gran parte de su excelente desempeño como disipadores de energía. Esta capa cumple dos funciones principales: la primera función es la de desligar al núcleo del mecanismo de restricción del pandeo, de tal manera que se elimine, o en su defecto se minimice, la transmisión de esfuerzos cortantes del núcleo al mortero del mecanismo de restricción, permitiendo así que núcleo de acero se deslice libremente, se expanda en tensión y se acorte en compresión, dentro del mecanismo de restricción del pandeo sin una interacción directa entre ambos; y la segunda función consiste en acomodar y absorber las deformaciones transversales que presenta el núcleo de acero cuando éste se encuentra sometido a fuerzas de compresión (efecto Poisson). (Uang & Nakashima, 2004; Palazzo, et al., 2009; Della Corte, et al., 2011; Wijanto, 2012)

No existe una única solución que se puede adoptar como capa de material antiadherente para los APR, ya que son varias investigaciones en las que se han ensayado varios tipos y combinaciones de materiales, y en cada una se ha obtenido un resultado distinto, aunque la mayoría de alternativas han presentado un desempeño adecuado. Entre las investigaciones que se han

llevado a cabo en relación a la capa de material antiadherente de los APR, se pueden mencionar las siguientes:

Watanabe et al. (1988) ensayaron varios dispositivos APR, cuyos núcleos eran placas de acero de 90 mm x 19 mm, y propusieron una capa de material antiadherente compuesta por cinta de vinilo (cinta mastic) y láminas de poliestireno expandido. La manera en que se formó la capa antiadherente fue colocando la cinta de vinilo a lo largo del núcleo de acero y sobre el lado más corto de la placa (espesor), mientras que el poliestireno expandido fue colocado, en forma de una lámina de 3 mm, a lo largo del núcleo de acero y sobre el lado de mayor dimensión de la placa (ancho). La Figura 2.15 muestra un esquema de la capa antiadherente usada en los ensayos llevados a cabo por Watanabe et al. (1988).

En los resultados de su investigación, Watanabe et al. (1988) indican que prácticamente se eliminó la adherencia entre el núcleo de acero y el mortero del mecanismo de restricción, logrando que tan solo el 5% de la carga axial resistida por el APR fuera transmitida al mortero del mecanismo de restricción. Esto muestra que la capa antiadherente, formada por cinta de vinilo (cinta mastic) y poliestireno expandido, empleada por Watanabe et al. (1988), cumplió adecuadamente con sus funciones principales.

Palazzo et al. (2009) propusieron, diseñaron y ensayaron varios dispositivos APR, los cuales estaban formados por un núcleo de acero de sección circular rodeado por un tubo circular relleno de mortero. Para asegurar el deslizamiento relativo entre el núcleo y el mortero, de tal forma que se elimine la transmisión de esfuerzos contantes, Palazzo et al. (2009) implearon una interfaz de tres capas: sobre el núcleo de acero se adhirió una capa de Teflón, luego se aplicó una capa de grasa y finalmente se recubrió con Neopreno (ver Figura 2.16). En este caso, el Teflón , adoptado debido a su alta resistencia y bajo coeficiente de fricción, y la grasa proporcionan al núcleo la capacidad de deslizarse libremente respecto del mortero. Por otra parte, el Neopreno permite la expansión transversal del núcleo de acero bajo fuerzas de compresión (efecto Poisson).

Palazzo et al. (2009) concluyeron que la interfaz antiadherente de tres capas (Teflón-grasa-Neopreno), aplicada a los dispositivos ensayados, desligó adecuadamente al núcleo de acero del mortero, lo cual evitó la transferencia de esfuerzos cortantes y por ende se obtuvo como resultado un comportamiento histerético estable del APR.

Wijanto (2012) desarrolló y ensayó un tipo de APR, en el que empleó cintas de petrolato como capa antiadherente. Las cintas de petrolato son comúnmente utilizadas para el sellado y la prevención de la corrosión en

tuberías. En su investigación, Wijanto (2012) utilizó la cinta de petrolato Denso Tape, de la compañía Denso Ltd. Entre los criterios establecidos por Wijanto (2012) para la selección de la cinta de petrolato adecuada, se pueden mencionar los siguientes:

1. La cinta debe enrollarse fácilmente alrededor de la placa (núcleo de acero), cubrir toda la zona de fluencia y llegar hasta la sección cruciforme de la zona de transición (ver Figura 2.17).
2. Debe formar una capa suave, con un espesor de entre 2 mm a 3 mm para permitir la dilatación transversal del núcleo de acero bajo compresión inelástica (efecto Poisson). No deber ser muy gruesa para evitar el pandeo local del núcleo de acero, en modos altos, dentro del mortero del mecanismo de restricción.
3. El núcleo de acero debe estar desligado completamente del mortero del mecanismo de restricción, inclusive cuando el mortero es vertido alrededor de la capa antiadherente.
4. La cinta debe permanecer en su lugar cuando se vierta el mortero.

Wijanto (2012) reportó un adecuado desempeño de la capa antiadherente, formada con cinta de petrolato Denso Tape, ya que ésta dotó al núcleo de acero de la capacidad necesaria para deslizarse relativamente respecto del mecanismo de restricción evitando así la transmisión de esfuerzos cortantes hacia el mortero. Además, la capa antiadherente permaneció intacta, y sin signos de haber sido removida por el mortero o haber sido dañada por el ensayo experimental.

Tsai et al. (2014) realizaron una investigación en la que uno de sus objetivos principales fue el de estudiar la eficiencia de cuatro materiales diferentes para ser empleados como capa antiadherente en los APR. Los parámetros establecidos por Tsai et al. (2014) para determinar la efectividad de las capas antiadherentes ensayadas fueron básicamente dos: el primero está relacionado con el comportamiento del APR, es decir, la capa antiadherente debe garantizar una transferencia de esfuerzos nula desde el núcleo hacia el mecanismo de restricción del pandeo, lo cual implica que el APR puede alcanzar resistencias muy similares tanto en tensión como en compresión; y el segundo está relacionado con su fabricación, es decir, el material de la capa antiadherente debe ofrecer facilidades de colocación, siguiendo procedimientos sencillos. Tsai et al. (2014) ensayaron cuatro APR, y para cada uno de ellos aplicó una capa de antiadherente hecha con materiales distintos. La descripción de estos materiales se presenta a continuación:

1. El primer dispositivo APR empleó como capa antiadherente una lámina de 2 mm de espesor de espuma de poliuretano de alta densidad (high-density styrofoam, HS, por su nombre en inglés).
2. El segundo dispositivo APR empleó como capa antiadherente una lámina de 2 mm de espesor de caucho de cloropreno (chloroprene rubber, CR, por su nombre en inglés).
3. El tercer dispositivo APR ensayado utilizó como capa antiadherente una lámina de 2 mm de espesor de neopreno (rubber, R, por su nombre en inglés).
4. El cuarto dispositivo APR ensayado utilizó como capa antiadherente una lámina de 2 mm de espesor de caucho de silicona (silicone rubber, SR, por su nombre en inglés).

En cuanto al procedimiento de aplicación de la capa antiadherente, el espécimen que empleó caucho de cloropreno (CR) fue relativamente más sencillo ya que debido a sus propiedades autoadhesivas sólo fue necesario cortarlo y luego colocarlo sobre el núcleo de acero. Por otra parte, para los otros tres materiales (HS, R y SR) se requirió un agente adhesivo para fijar

las láminas sobre el núcleo de acero. La Figura 2.18 presenta los APR ensayados por Tsai et al. (2014).

Tsai et al. (2014) indican que de acuerdo a los resultados de su investigación los dos materiales que contribuyeron a un mejor desempeño de los APR fueron las láminas de espuma de poliuretano de alta densidad (HS) y caucho de cloropreno (CR), ya que los especímenes que emplearon estos materiales como capa antiaherente mostraron la menor diferencia entre las resistencias en tensión y en compresión alcanzadas, es decir, obtuvieron un comportamiento estable. También se pudo constatar que la mayor capacidad de deformación plástica acumulada fue la del APR que empleó caucho de cloropreno (CR) como capa antiadherente, lo cual indica que la calidad de dicha capa tiene un impacto directo no solo en el desempeño del APR desde el punto de vista de resistencia sino también de la fatiga (Tsai, et al., 2014).

### **(c) Mecanismo de restricción del pandeo.**

Este componente es el encargado de inhibir al núcleo de acero de la posibilidad de pandeo (global o local) cuando el APR se encuentra sujeto a elevadas fuerzas axiales de compresión. Este mecanismo rodea al núcleo a lo largo de la zona de fluencia y las zonas de transición, proporcionándole una sujeción lateral continua que evita la ocurrencia del pandeo. El

mecanismo de restricción del pandeo típicamente se compone de un tubo de acero exterior (camisa) y un material de relleno, tal y como se indica en la Figura 2.19. Es importante recalcar que el sistema de restricción del pandeo no resiste carga axial alguna, ya que no existe transferencia de esfuerzos del núcleo hacia el sistema de restricción debido a que ambas partes se encuentran desligadas.

- **Material de relleno del mecanismo de restricción del pandeo:**

Los materiales comúnmente usados como relleno del tubo de acero exterior de los APR han sido mortero u hormigón (Fuqua, 2009; Wijanto, 2012).

Gheidi et al. (2011) investigaron la influencia que tienen distintos materiales de relleno en el comportamiento de los APR en lo que respecta al pandeo local y global. En este estudio se ensayaron varios dispositivos APR que emplearon tres tipos diferentes de materiales de relleno para la camisa de acero: hormigón normal; hormigón pobre (de baja resistencia); y agregado compactado (grava y arena). Sus propiedades de resistencia y sus dosificaciones correspondientes para  $1 \text{ m}^3$  se muestran en la Figura 2.20.

Una de las propiedades a ser tomada en cuenta a la hora de dosificar el hormigón a ser aplicado en un APR es la trabajabilidad. Esta propiedad debe

ser óptima en el hormigón, ya que debe ser capaz de rodear completamente al núcleo de acero durante el vertido, y además no debe presentar segregación.

Gheidi et al. (2011) elaboraron una dosificación para el hormigón normal con una relación agua/cemento de 0.60 y un revenimiento de 80 mm, agregados de roca triturada debidamente gradados, y aditivos incorporadores de aire para evitar una posible segregación durante el vertido. La resistencia a la compresión (a los 28 días) del hormigón normal usado en las pruebas fue de 30 MPa. El hormigón de baja resistencia fue dosificado con una relación agua/cemento de 1.00. El tercer material aplicado como relleno para el mecanismo de restricción de los APR consiste en una mezcla de agregados (grava y arena) finamente gradados, colocada alrededor del núcleo de acero y posteriormente compactada.

Los resultados de los ensayos de carga cíclica uni-axial realizados a los APR propuestos por Gheidi et al. (2011), pueden observarse en la Figura 2.21.

Los resultados indican que el hormigón convencional fue el relleno del tubo de acero del mecanismo de restricción del pandeo que tuvo un desempeño superior en comparación con los otros dos materiales. Este material proporcionó al núcleo de acero la restricción necesaria para evitar la

ocurrencia del pandeo, lo cual derivó en una respuesta histerética estable y una mayor capacidad de disipación de energía. Además, los investigadores concluyen que un hormigón con una resistencia de entre 25 MPa y 30 MPa, es adecuado para prevenir el pandeo (global o local) en núcleos de acero en forma de placas. Por otra parte, el espécimen que empleó agregado compactado mostró degradación de la resistencia y rigidez debido al pandeo del núcleo de acero, lo cual indica que este material difícilmente evita la ocurrencia del pandeo en los APR. Finalmente, el espécimen que utilizó hormigón de baja resistencia también exhibió un comportamiento inferior al que empleó hormigón convencional, ya que el núcleo de acero presentó pandeo local en la zonas de transición, y el hormigón se trituró también en dicha zona. (Gheidi, et al., 2011)

Wijanto (2012) desarrolló y ensayó un tipo de APR en el que utilizó como material de relleno de la camisa de acero un mortero “listo para usar”, concretamente el producto Sika Grout 212 de la compañía Sika (NZ) Ltd. Este tipo de morteros son dosificados por el fabricante para un uso en particular y sólo necesitan la adición de agua, y en algunos casos agregados, para su aplicación. Wijanto (2012) estableció una serie de criterios para la selección del producto a ser aplicado como material de relleno del tubo de acero del sistema de restricción:

1. El material debe ser auto-compactante con la finalidad de rellenar los espacios entre el núcleo y el tubo exterior, y debido a que no hay suficiente espacio para el uso de vibradores que aseguren una adecuada compactación.
2. El material debe tener una buena trabajabilidad para facilitar el vertido (ver Figura 2.22). Un revenimiento de 60 mm es recomendable para el material de relleno, de tal que pueda rodear adecuadamente al núcleo sin que exista segregación.
3. El material debe incorporar aditivos que contrarresten la retracción, ya que si ésta ocurre el mortero no rodeará completamente al núcleo de acero y podría provocar un comportamiento no deseado del APR. Por otra parte, una mínima expansión del material puede permitirse debido que ésta puede ser contrarrestada incrementando el espesor de la capa antiadherente.
4. La mezcla del mortero debe contener agregados finos, con un TMA = 4.75 mm, ya que existe poco espacio entre el núcleo de acero y el tubo de acero exterior.

- **Tubo de acero exterior (camisa) del mecanismo de restricción del pandeo:**

El correcto dimensionamiento de la camisa de acero del sistema de restricción, así como el uso de un material de relleno apropiado, permite el diseño óptimo de un mecanismo que restringe el pandeo (global o local) del núcleo de acero del APR. Esta camisa de acero consiste en un perfil tubular cuadrado, rectangular o circular, generalmente doblado en frío.

Watanabe et al. (1988) investigaron cuál es influencia de la rigidez del tubo de acero exterior en la ocurrencia del pandeo global de los APR. Para ello se, ensayaron cinco dispositivos APR, en los que se mantuvo como constante la sección transversal del núcleo, el cual era un placa PL 90 mm x 19 mm, y se establecieron distintos tamaños para el tubo de acero exterior. El parámetro usado por Watanabe et al. (1988) para estudiar la influencia de la rigidez del tubo exterior en la ocurrencia del pandeo fue la relación entre la relación  $P_E/P_y$ , en donde  $P_E$  corresponde a la carga crítica de pandeo elástico del tubo de acero exterior (carga de Euler), y  $P_y$  representa la carga axial de fluencia del núcleo de acero del APR. La primera, esta ligada a la rigidez a flexión del mecanismo de restricción, mientras que la segunda está relacionada con la resistencia axial del arriostramiento. Los valores de  $P_E/P_y$  de los cinco especímenes ensayados fueron 0.55, 0.72, 1.03, 1.39, 3.53. Las Figuras

2.23, 2.24 y 2.25 muestran los resultados de los ensayos, el comportamiento histerético mostrado y el estado final de los dispositivos ensayados por Watanabe et al. (1988), respectivamente.

Los resultados indicaron que los dispositivos en los cuales la carga de Euler del tubo de acero exterior fue mayor que la carga axial de fluencia del núcleo no ocurrió el pandeo, y por el contrario, como lo indica la Figura 2.24, se obtuvo una respuesta histerética estable y una mayor capacidad de disipación de energía. Por otra parte, para aquellos APR en los que la resistencia al pandeo elástico del tubo exterior fue menor que la carga axial de fluencia del núcleo sí ocurrió el pandeo, lo que dio paso a una notable degradación de la resistencia del núcleo debido a la insuficiente rigidez a flexión del sistema de restricción del pandeo. (Watanabe, et al., 1988)

Watanabe et al. (1988) concluyeron que para el dimensionamiento del tubo de acero exterior, en aplicaciones reales, se le podría asignar al mismo una rigidez de tal forma que se obtenga una relación  $P_E/P_Y$  mayor o igual que 1.5, con el fin de contar con un margen de seguridad apropiado. Además, si se considera la contribución del mortero de relleno a la rigidez del tubo exterior, se podría optimizar el diseño de este último, ya que en esta investigación sólo se consideró al tubo exterior como único elemento del mecanismo de restricción del pandeo.

**(d) Conexiones.**

Al igual que en los pórticos arriostrados concéntricamente convencionales, los APR son integrados a los demás componentes del pórtico (i.e., vigas y columnas) mediante placas gusset. Luego, la conexión entre el APR y las placas gusset puede realizarse de distintas maneras. De acuerdo a Hussain et al. (2006), existen tres configuraciones típicas para las conexiones de los APR. Estas conexiones han sido desarrolladas por los tres mayores fabricantes de APR a nivel mundial: Nippon Steel Enineering Co.; Core Brace; y Star Seismic. A continuación se presentan las ventajas y desventajas de cada tipo de conexión de APR:

- **Conexión emperrada estándar (ver Figura 2.26):**

- **Ventajas:**

Agujeros más grandes permiten mayores tolerancias en el montaje de la estructura en comparación con las conexiones articuladas.

La gran cantidad de pernos proporciona una mayor redundancia en la conexión y distribuyen de mejor forma las deformaciones inelásticas en las placas gusset en comparación con las conexiones articuladas.

- Desventajas:

Se requieren placas gusset de mayor tamaño para disponer adecuadamente los pernos, y por lo tanto se obtienen longitudes de la zona/segmento de fluencia menores en comparación con las conexiones articuladas.

Debido a la gran cantidad de pernos y placas de empalme se requiere más mano de obra, lo cual puede resultar en costos de instalación altos en comparación con las conexiones articuladas.

Como no se trata de una conexión 100% articulada, los desplazamientos laterales del pórtico pueden introducir momentos secundarios en la conexión y el arriostramiento.

- **Conexión empernada modificada (ver Figura 2.27):**

- Ventajas:

Las mismas que la conexión empernada estándar.

No se usan placas de empalmen y se emplea una menor cantidad de pernos.

- Desventajas:

Las mismas que la conexión empernada estándar.

- **Conexión articulada o con pasador (ver Figura 2.28):**

- Ventajas:

Mayor longitud de la zona/segmento de fluencia, lo cual deriva en menores deformaciones para una determinada demanda.

La articulación elimina los momentos secundarios a causa de los desplazamientos laterales del pórtico.

Las conexiones con pasador (articuladas) reducen los costos de instalación.

- Desventajas:

Las tolerancias en el montaje son mucho menores (en el orden de  $1/32''$ ).

### **2.2.2.3. Ventajas y Desventajas de los PAPR**

De acuerdo a Shuhaibar et al. (2002) en Uang & Nakashima (2004), los PAPR presentan ciertas ventajas y desventajas respecto a otros sistemas estructurales.

#### **2.2.2.3.1. Ventajas de los PAPR.**

Algunas ventajas que presentan los PAPR son las siguientes:

1. Comparados con los pórticos resistentes a momento, los PAPR poseen una gran rigidez lateral elástica a bajos niveles de demanda sísmica, lo cual facilita el cumplimiento de los requerimientos de desplazamientos y derivas de entrepiso establecidos en los códigos.
2. En los PAPR se elimina el modo de falla por pandeo de los arriostramientos, en comparación con los pórticos arriostrados concéntricos convencionales, por lo cual los PAPR son capaces de alcanzar la fluencia tanto en tensión como en compresión, y con ello

proporcionar una disipación de energía a niveles altos de demanda sísmica.

3. Los PAPR presentan ventajas económicas en relación a su instalación, ya que al usarse conexiones empernadas o articuladas se eliminan los costos referentes a la soldadura e inspección en campo.
4. Los APR funcionan como un fusible estructural, es decir, que a través de ellos se disipa gran parte de la energía de entrada a la estructura, mientras que los miembros (i.e., vigas y columnas) permanecen en el rango elástico y sufren un daño mínimo. Los APR pueden ser reemplazados cuando hayan sido severamente dañados.
5. Los PAPR ofrecen facilidades en su diseño debido a que tanto la resistencia como la rigidez de los arriostramientos pueden ser fácilmente afinadas a fin de obtener un desempeño óptimo.
6. En relación a su aplicación en proyectos de rehabilitación estructural, los PAPR presentan ventajas sobre los sistemas de pórticos arriostrados convencionales, ya que de acuerdo a las disposiciones del diseño por capacidad, éstos últimos podrían requerir un reforzamiento

estructural de la cimentación y de los diafragmas de piso que elevarían significativamente los costos del proyecto.

#### **2.2.2.3.2. Desventajas de los PAPR.**

Algunas desventajas que presentan los PAPR son las siguientes:

1. La mayoría de APR están patentados.
2. Si no se controla apropiadamente, los aceros comúnmente usados para fabricar el segmento de fluencia pueden tener un rango amplio de valores del esfuerzo de fluencia.
3. Las tolerancias durante la etapa de montaje son generalmente menores en comparación con los pórticos arriostrados convencionales.
4. Los PAPR pueden sufrir deformaciones permanentes importantes bajo niveles altos de demanda sísmica debido a que este sistema, como muchos otros, no posee un mecanismo de auto-centrado.
5. Previo a la aplicación de los APR en cualquier proyecto en particular, éstos deben ser ensayados a fin de corroborar las suposiciones que se

hayan hecho durante la etapa de diseño y cumplir con los requerimientos de desempeño establecidos en la normativa vigente.

6. Se deben establecer criterios para la detección y el reemplazo de los arriostramientos que puedan haber sufrido daño.

#### **2.2.2.4. Práctica Constructiva y Aplicaciones de PAPR en Otros Países.**

##### **2.2.2.4.1. Japón.**

El concepto de un arriostramiento que sea capaz de alcanzar la fluencia bajo fuerzas de tensión o de compresión surgió en Japón a inicios de la década de los 80's (Wada & Nakashima, 2004). Este tipo de arriostramiento ha sido ampliamente usado en Japón, donde fue aplicado por primera vez a mediados de los 80's. De acuerdo a Sabelli & Aiken (2004), más de 200 edificios en Japón incorporan arriostramientos de pandeo restringido, de los cuales más de la mitad son edificios de 15 pisos o más. En Japón, los APR han sido usados como fundamentalmente como disipadores de energía en pórticos resistentes a momento (Sabelli & Aiken, 2004). A inicios de 1988 se aplicó el primer sistema dual compuesto por pórticos con arriostramientos de pandeo restringido y pórticos resistentes a momento en Japón (Hussain, et al., 2006).

#### **2.2.2.4.2. Estados Unidos de Norteamérica.**

Los primeros ensayos de APR (Nippon Steel Corporation: Un-Bonded Brace™) en Estados Unidos fueron realizados en la Universidad de California en Berkeley en 1999. Los ensayos estuvieron bajo la supervisión del Profesor E. Popov y del Profesor N. Makris (Hussain, et al., 2006). Estos ensayos se llevaron a cabo con la finalidad de probar los dispositivos que serían aplicados en un proyecto en la Universidad de California en Davis. El primer proyecto donde se aplicaron arriostramientos de pandeo restringido en Estados Unidos fue en el Plant and Environmental Sciences Building de la Universidad de California en Davis en el año 2000. El proyecto consistía en una estructura de acero nueva, de 3 pisos de altura más un sótano, con un área de 125000 ft<sup>2</sup>. Se instalaron 132 APR cuya carga de fluencia,  $P_y$ , se encontraba en el rango de 115 a 550 kips.

Black et al. (2002) presentaron una lista de edificios en donde se han aplicado arriostramientos de pandeo restringido, ya sea como parte de una estructura nueva o como parte de una rehabilitación. A continuación se presentan algunos de los edificios que constan en la lista elaborada por Black et al. (2002):

- Marin County Civic Center Hall of Justice  
County of Main, California  
Rehabilitación de estructura de hormigón armado  
3-6 pisos, 600000 ft<sup>2</sup>  
44 APR,  $P_y = 400 - 600$  kips
- Broad Center for the Biological Sciences  
California Institute of Technology, California  
Estructura de acero nueva  
3 pisos + sótano, 118000 ft<sup>2</sup>  
84 APR,  $P_y = 285 - 660$  kips
- Hildebrand Hall  
University of California, Berkeley, California  
Rehabilitación de estructura de hormigón armado  
3 pisos + sótano, 138000 ft<sup>2</sup>  
36 APR,  $P_y = 200 - 400$  kips
- Wallace F. Bennett Federal Building  
Federal General Services Administration, Salt Lake City, Utah  
Rehabilitación de estructura de hormigón armado  
8 pisos, 300000 ft<sup>2</sup>

344 APR,  $P_y = 205 - 1905$  kips

- Genome and Biomedical Sciences Building

University of California, Davis, California

Estructura de acero nueva

6 pisos + sótano, 211000 ft<sup>2</sup>

97 APR,  $P_y = 150 - 520$  kips

- Second Research Building (Building 19B)

University of California, San Francisco, California

Estructura de acero nueva

5 pisos, 171000 ft<sup>2</sup>

132 APR,  $P_y = 150 - 675$  kips

- Kaiser Santa Clara Medical Center Hospital Building Phase I

Kaiser Permanente, Santa Clara, California

Estructura de acero nueva

3 pisos + sótano, 171000 ft<sup>2</sup>

120 APR,  $P_y = 265 - 545$  kips

De acuerdo a Sabelli & Aiken (2004), para el año 2003 en Estados Unidos existían 30 proyectos, entre ejecutados y en ejecución, que involucraban la

aplicación de APR. Tales proyectos incluían tanto construcciones nuevas como rehabilitaciones. Para el año 2003 todas las rehabilitaciones se habían hecho en edificios de hormigón armado.

#### **2.2.2.4.3. Taiwán.**

Los arriostramientos de pandeo restringido han sido ampliamente estudiados en Taiwán. El National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) de la National Taiwan University (NTU) ha llevado a cabo una serie de investigaciones analíticas y experimentales con el fin de desarrollar detalles constructivos de APR (capa de material anti-adherente, núcleo de acero, conexiones entre APR y placa gusset) que permitan su producción masiva en dicho país (Lai & Tsai, 2004). En el NCREE se han desarrollado dos tipos de APR: (1) APR de doble núcleo de acero (DC-BRB, por sus siglas en inglés); (2) APR con conexiones soldadas (WES-BRB, por sus siglas en inglés) (Tsai, et al., 2013).

De acuerdo a Tsai et al. (2013), más de 11000 dispositivos DC-BRB han sido construidos e instalados en alrededor de 60 edificios en Taiwán.

Lai & Tsai (2004) mencionan algunos de los edificios donde se han aplicados los DC-BRBs:

- Shee-Hwa United World Tower, un edificio de oficinas de 46 pisos, ubicado en Tai-Chung, Taiwán, construido antes de 1999, ha sido rehabilitado mediante la instalación de 80 DC-BRBs.
- El gimnasio de la Chinese Culture University, ubicado en Taipei, Taiwan, es un edificio nuevo de acero estructural, de 10 pisos, en el que se instalaron 96 DC-BRBs.
- El Tzu-Chui Culture Building, ubicado en Taipei, Taiwan, es un edificio nuevo de acero estructural, de 14 pisos, en el que se instalaron 96 DC-BRBs.

Por otra parte, Tsai et al. (2013) indican que ya existen aplicaciones de los WES-BRB en Taiwán, y que el número de edificios donde han sido instalados se ha incrementado en los últimos años.

### **2.3. Construcción Compuesta en Guayaquil-Ecuador.**

La construcción a compuesta no se encuentra normada actualmente en el Ecuador. El Capítulo NEC-SE-AC de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), correspondiente a estructuras de acero, no

incluye disposiciones de diseño para Pórticos Resistentes a Momento Compuesto (PRMC) con columnas CFT ni para Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). Para el diseño de este tipo de estructuras, la NEC recomienda consultar documentos como AISC 341-05 (AISC, 2005b) y AISC 341-10 (AISC, 2010b), es decir, códigos Norteamericanos. No obstante, y como se reconoce en la NEC, la práctica de diseño y constructiva de Estados Unidos difiere a la de Ecuador. En definitiva, actualmente no existen disposiciones de diseño para edificios de construcción compuesta, que contemplen la práctica de diseño y de construcción de Ecuador, y que consten en la normativa local.

A pesar de lo mencionado anteriormente, en la ciudad de Guayaquil existen algunos edificios en los cuales sus columnas están formadas por perfiles tubulares, generalmente fabricados a partir de canales doblados en frío, rellenos de hormigón, es decir, columnas CFT. Si bien es cierto que el uso de hormigón como relleno de columnas tubulares puede incrementar su capacidad y optimizar la cantidad de acero a usar, el empleo de perfiles doblados en frío podría provocar que no se satisfaga los requerimientos de prevención pandeo local, y más aún que la columna CFT no sea capaz de alcanzar su resistencia plástica.

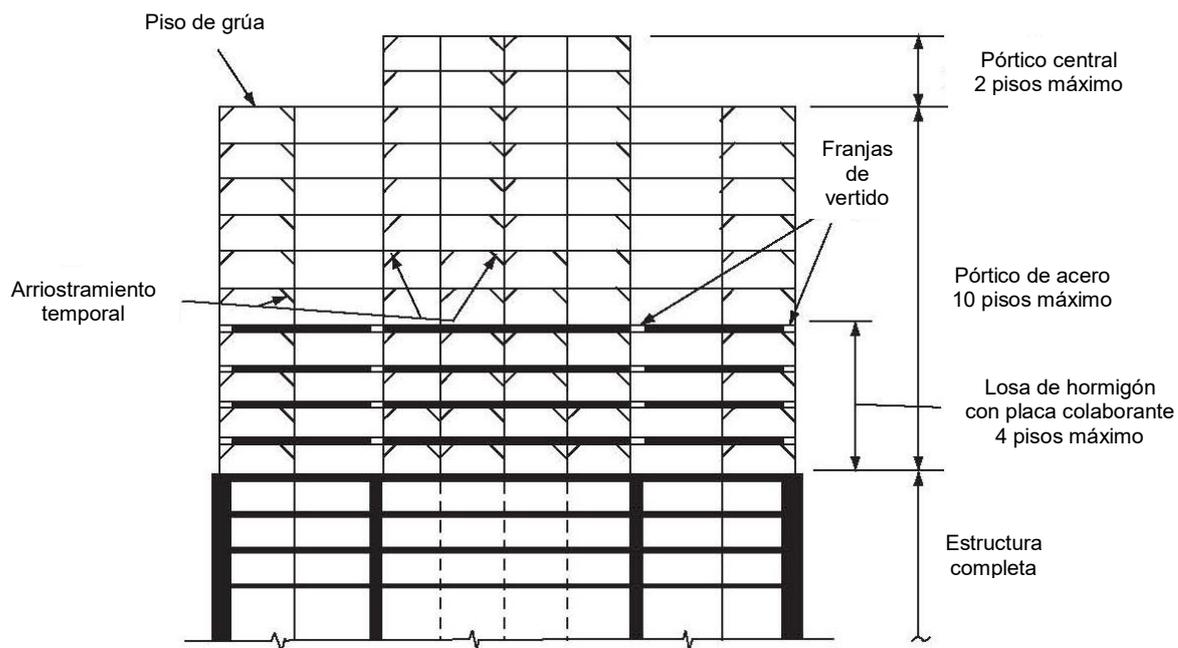
## **2.4. Resumen.**

En este capítulo se presentaron las características más importantes de dos sistemas estructurales comúnmente usados en edificios altos de construcción compuesta. Estos sistemas estructurales son: los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR).

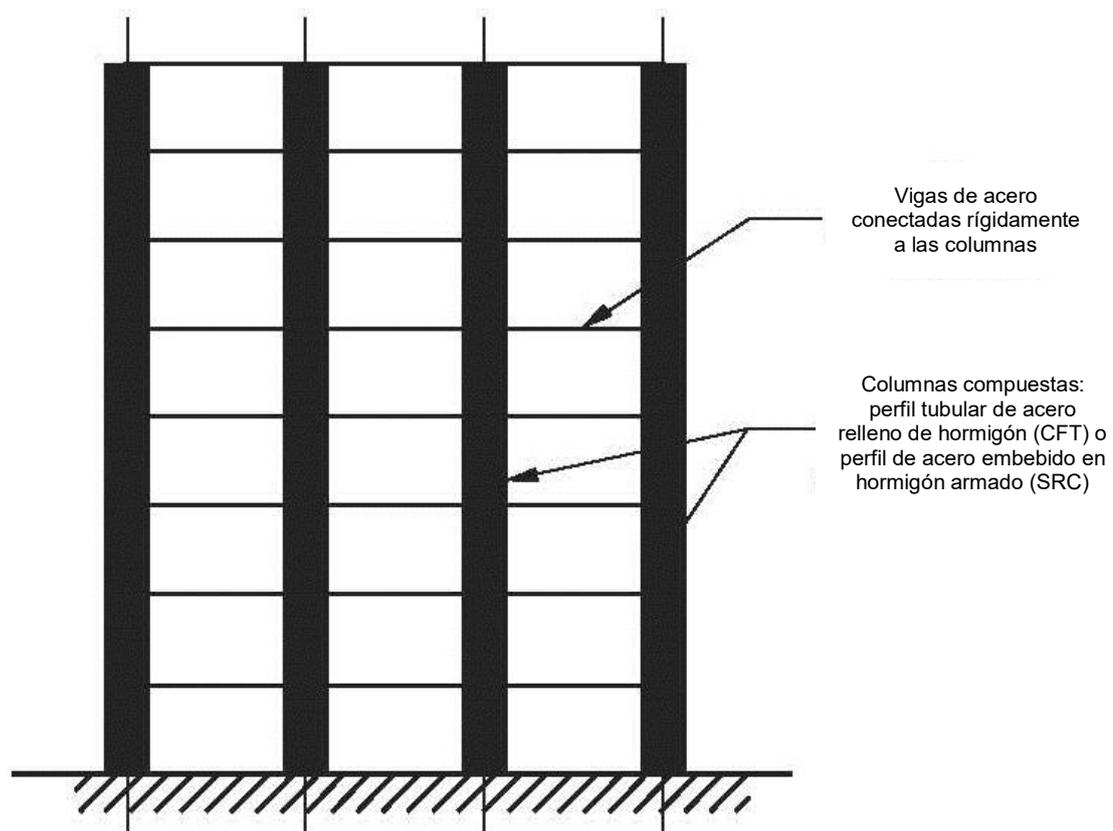
Inicialmente se describió el sistema estructural PRMC. Se hizo énfasis en las propiedades de las columnas CFT y los detalles de las conexiones a momento viga-columna de los PRMC. Adicionalmente, se reseñó la práctica constructiva y aplicaciones de los PRMC en países como Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda.

Luego, se describió el sistema estructural PAPR. Se explicó el concepto de un arriostramiento de pandeo restringido y las características de cada uno de sus componentes. Además, se realizó una reseña de algunas de las investigaciones sobre estos dispositivos. También, se presentó la práctica constructiva y aplicaciones de los PAPR en países como Japón, Estados Unidos y Taiwán.

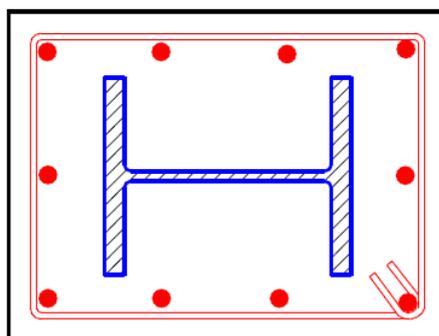
Finalmente, se comentó acerca de la práctica del diseño y construcción de edificios de construcción compuesta en la ciudad de Guayaquil. Se hizo una revisión de la normativa local vigente en relación a estructuras de construcción compuesta.



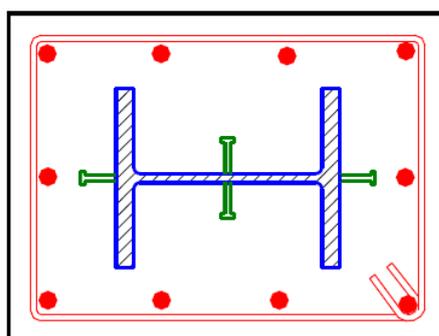
**Figura 2.1.** Esquema del proceso constructivo por etapas de estructuras con miembros compuestos (Taranath, 2012)



**Figura 2.2.** Pórtico Resistente a Momento Compuesto (Taranath, 2012)

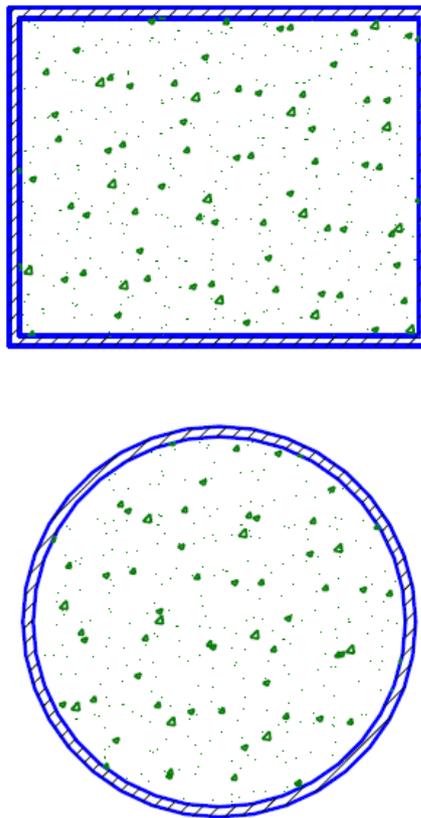


(a)

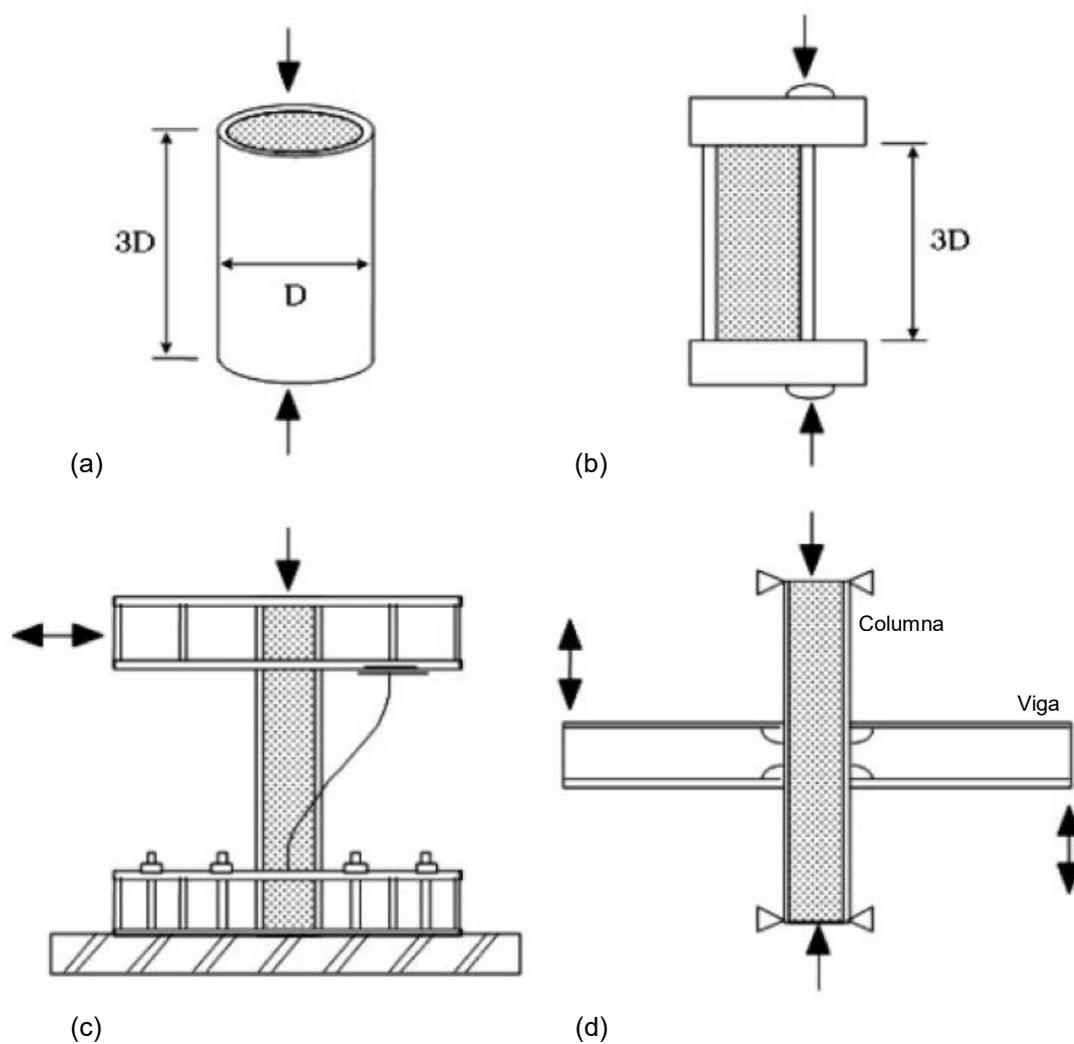


(b)

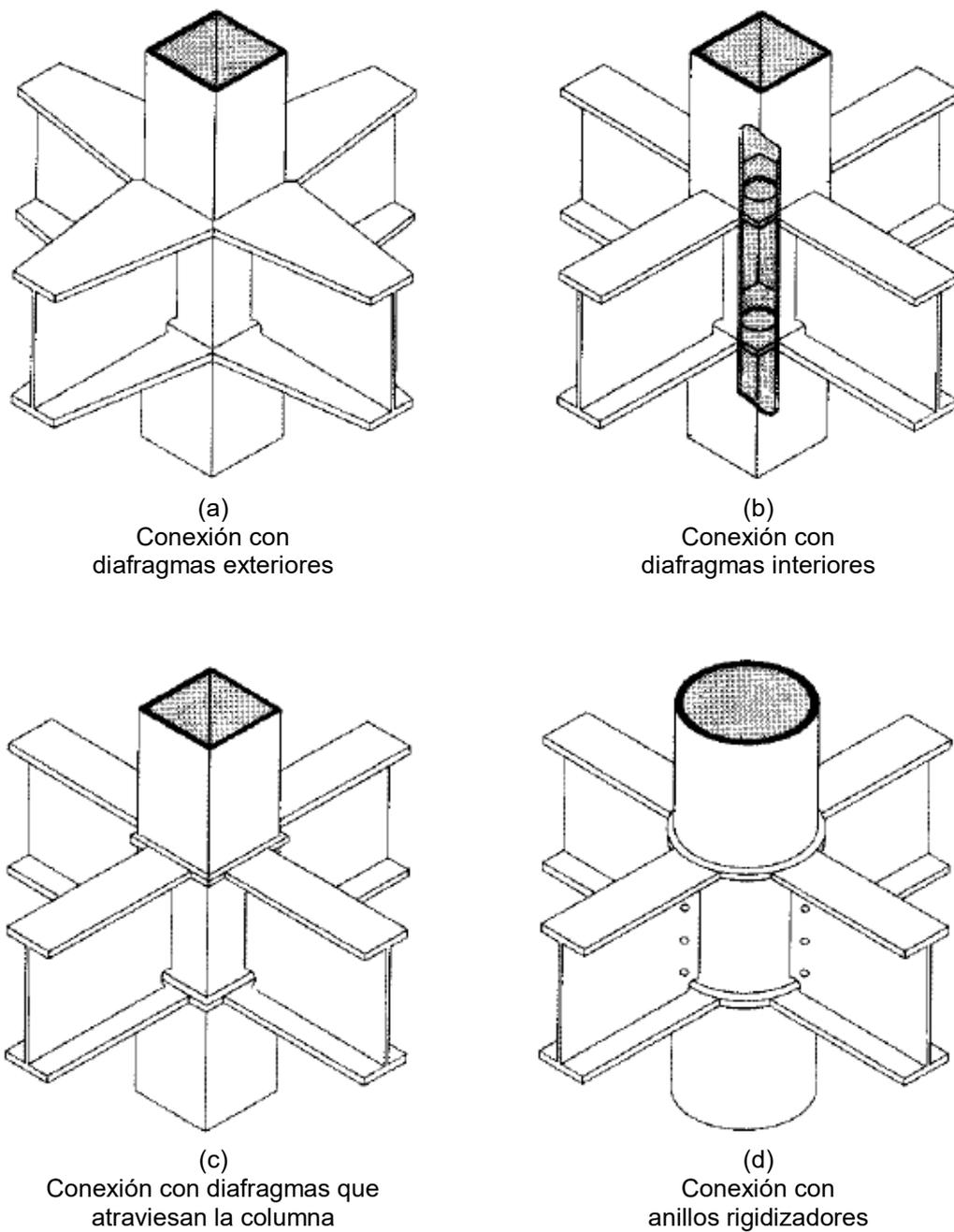
**Figura 2.3.** Perfiles de acero estructural embebidos en hormigón armado (columnas SRC), (a) sin conectores de corte y (b) con conectores de corte (Crisafulli, 2013)



**Figura 2.4.** Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (columnas CFT)  
(Crisafulli, 2013)



**Figura 2.5.** Especímenes de ensayo de columnas CFT: (a) columna corta cargada axialmente; (b) columna corta cargada excéntricamente; (c) viga-columna; y (d) cruciforme (Nishiyama & Morino, 2004)



**Figura 2.6.** Conexiones viga-columna CFT usadas en Japón (Morino & Kawaguchi, 2005)

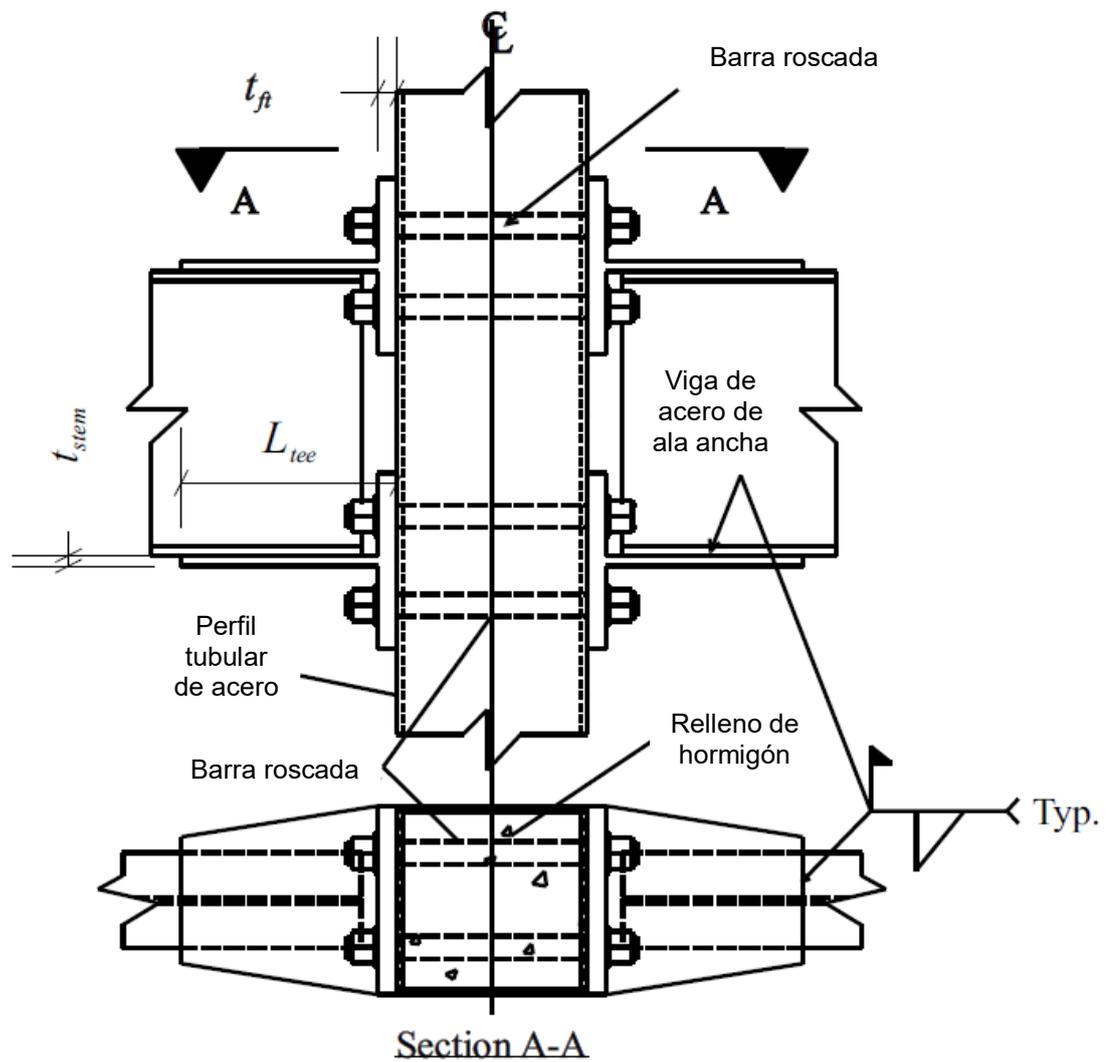
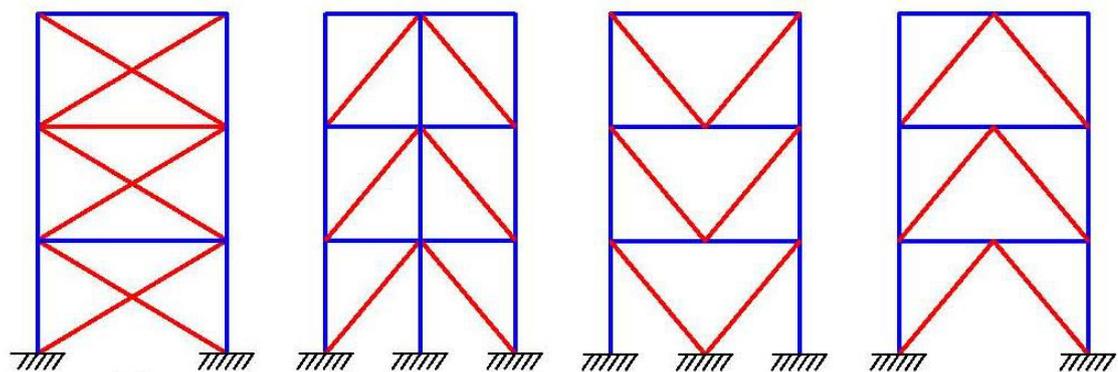
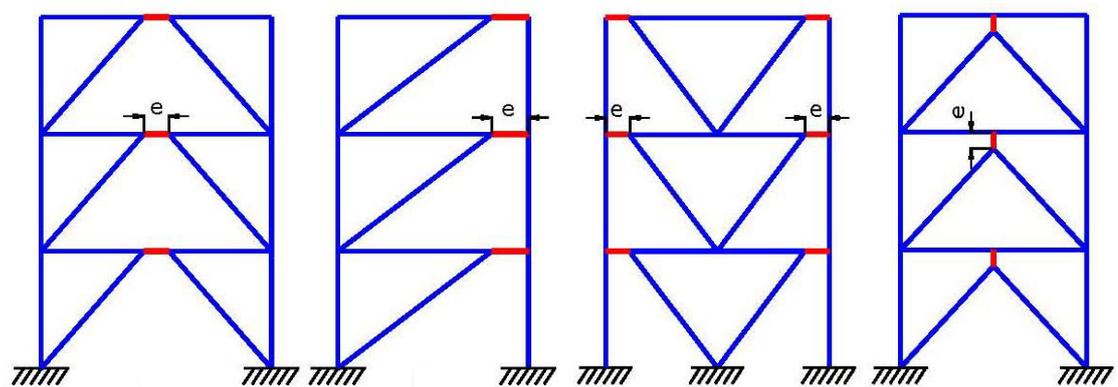


Figura 2.7. Conexión viga-columna CFT con perfiles “T” (Herrera, 2005)

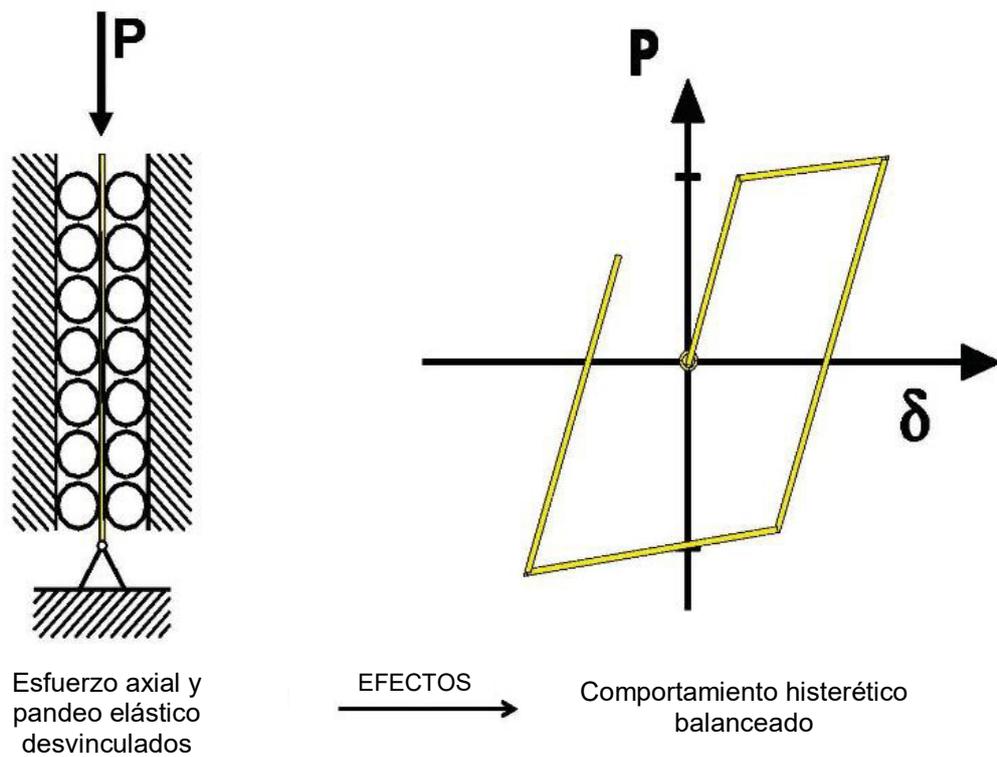


(a)

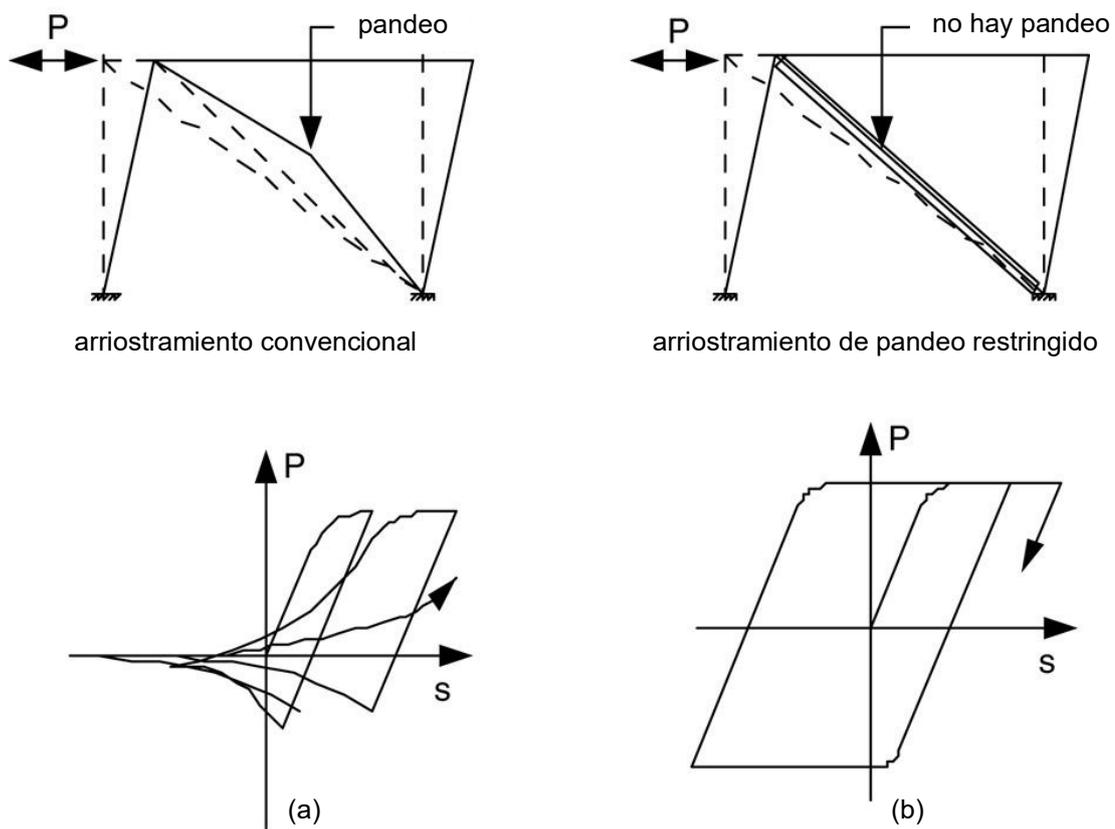


(b)

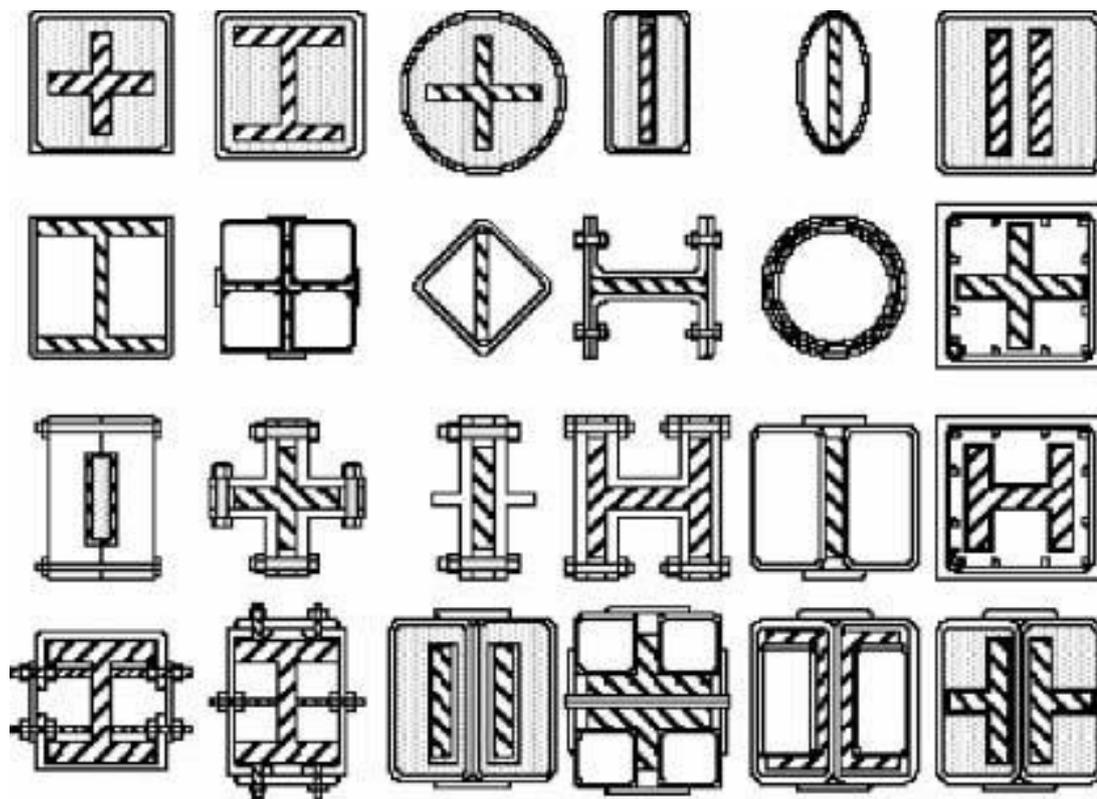
**Figura 2.8.** Disposición típica de arriostramientos en (a) Pórticos Arriostrados Concéntricamente y (b) Pórticos Arriostrados Excéntricamente (Crisafulli, 2013)



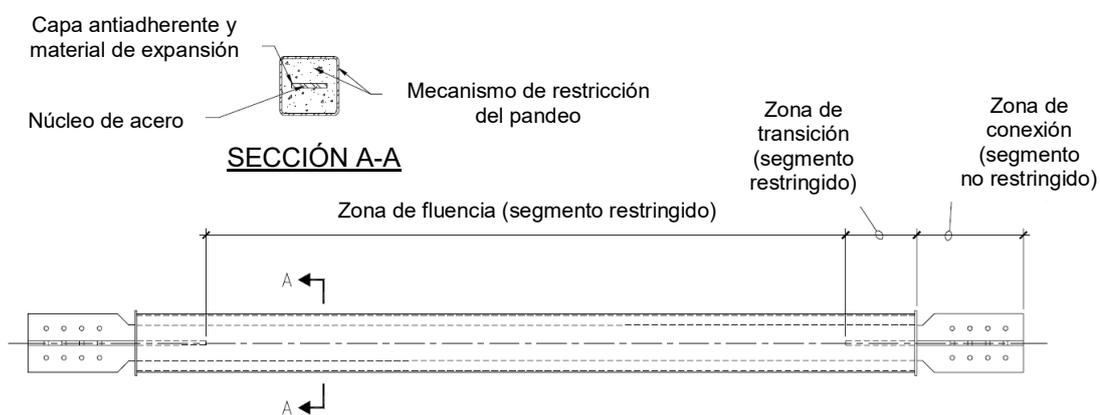
**Figura 2.9.** Concepto de los APR (López & Sabelli, 2004)



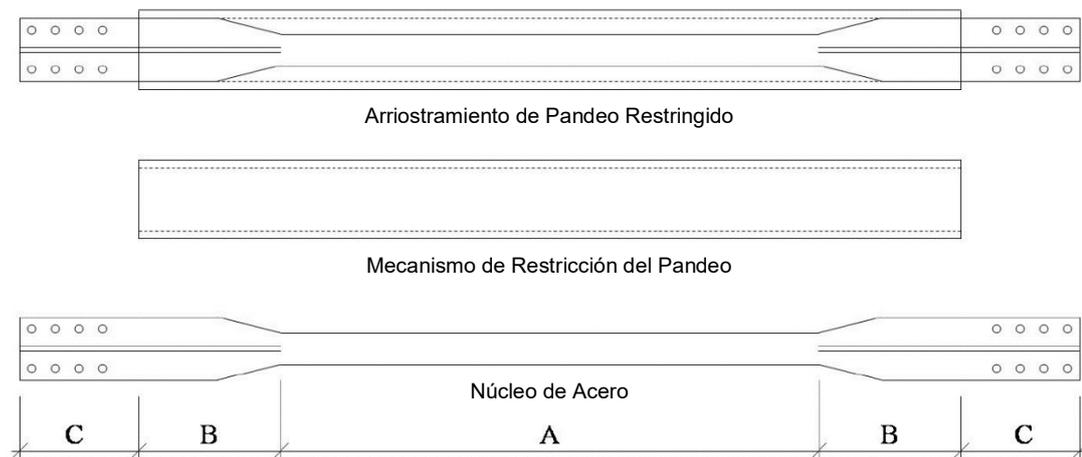
**Figura 2.10.** Comportamiento de un (a) arriostramiento convencional y (b) un APR (Xie, 2005)



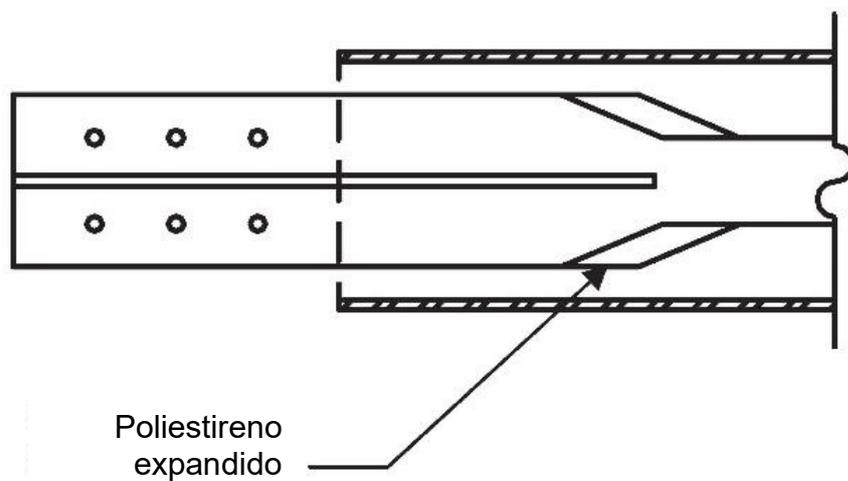
**Figura 2.11.** Secciones transversales típicas de APR (Della Corte, et al., 2011)



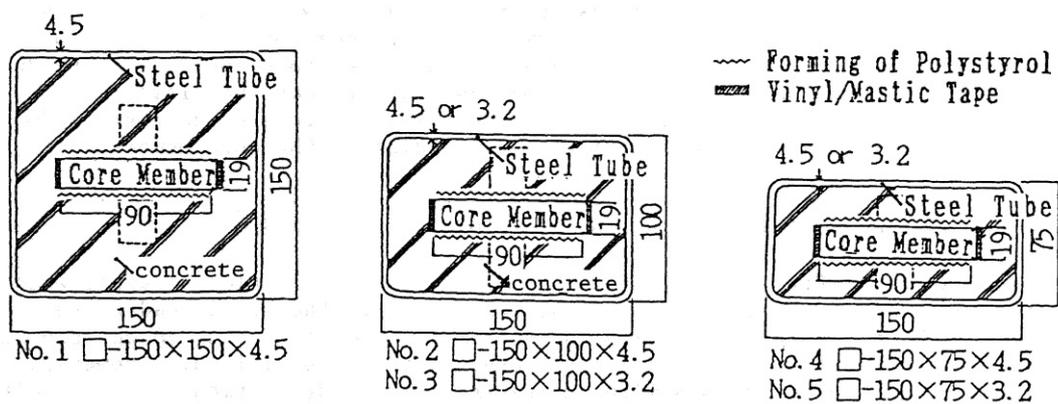
**Figura 2.12.** Partes de un APR (López & Sabelli, 2004)



**Figura 2.13.** Regiones del núcleo de acero de un APR (Fuqua, 2009)



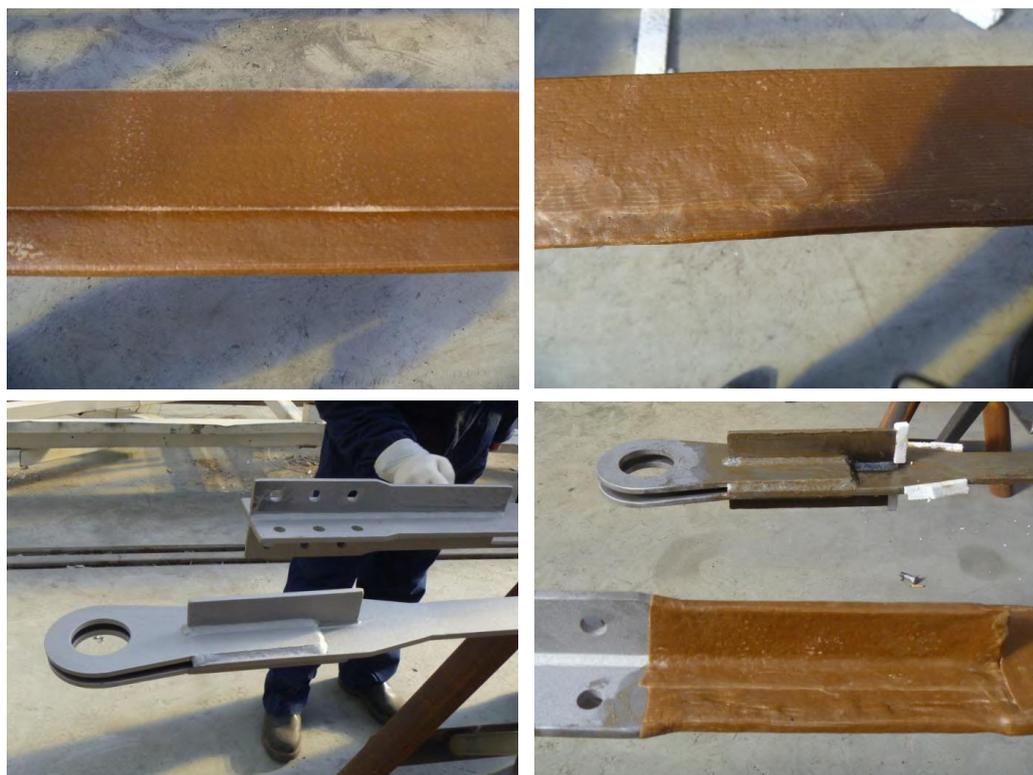
**Figura 2.14.** Detalle de la zona de transición del núcleo de acero de un APR (Sabelli & López, 2004)



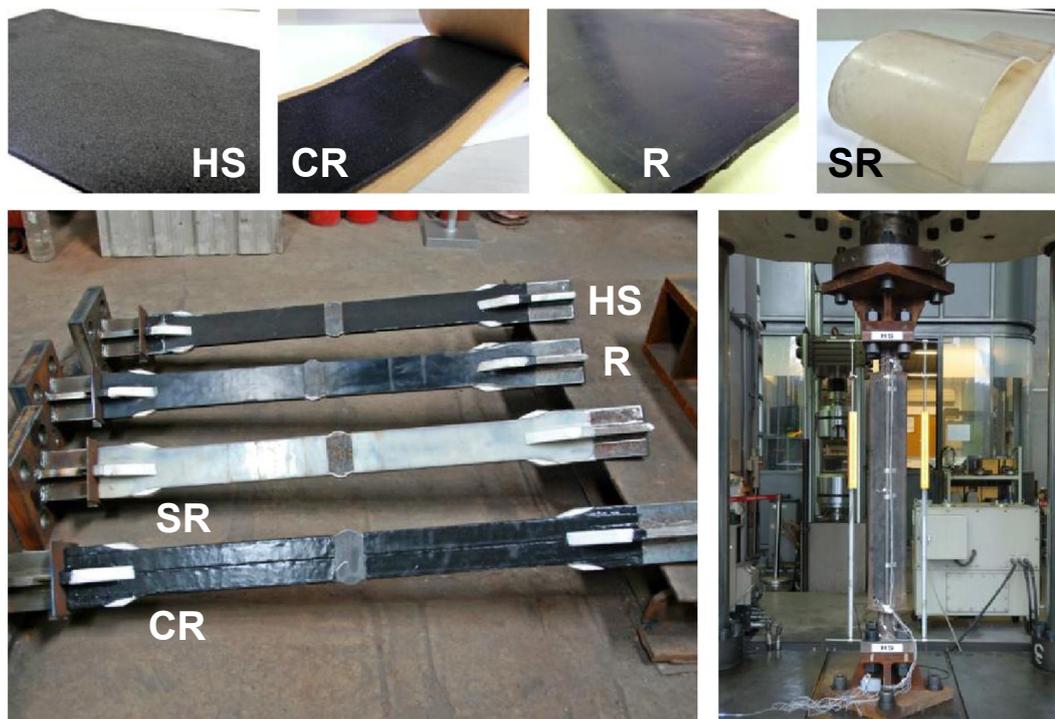
**Figura 2.15.** Capa antiadherente de los APR ensayados por Watanabe et al. (1988)



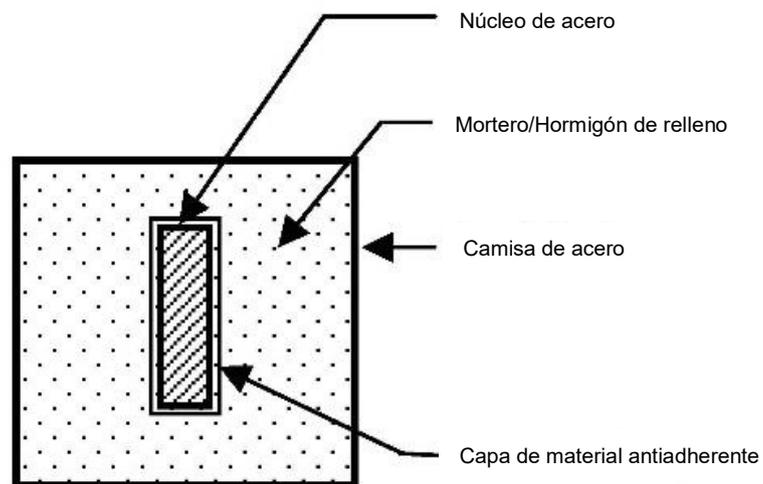
**Figura 2.16.** Aplicación de la interfaz antiadherente de los APR ensayados por Palazzo et al. (2009)



**Figura 2.17.** Aplicación de la cinta de petrolato Denso Tape como capa antiadherente de los APR ensayados por Wijanto (2012)



**Figura 2.18.** Distintos materiales empleados como capa antiadherente en los APR ensayados por Tsai et al. (2014)

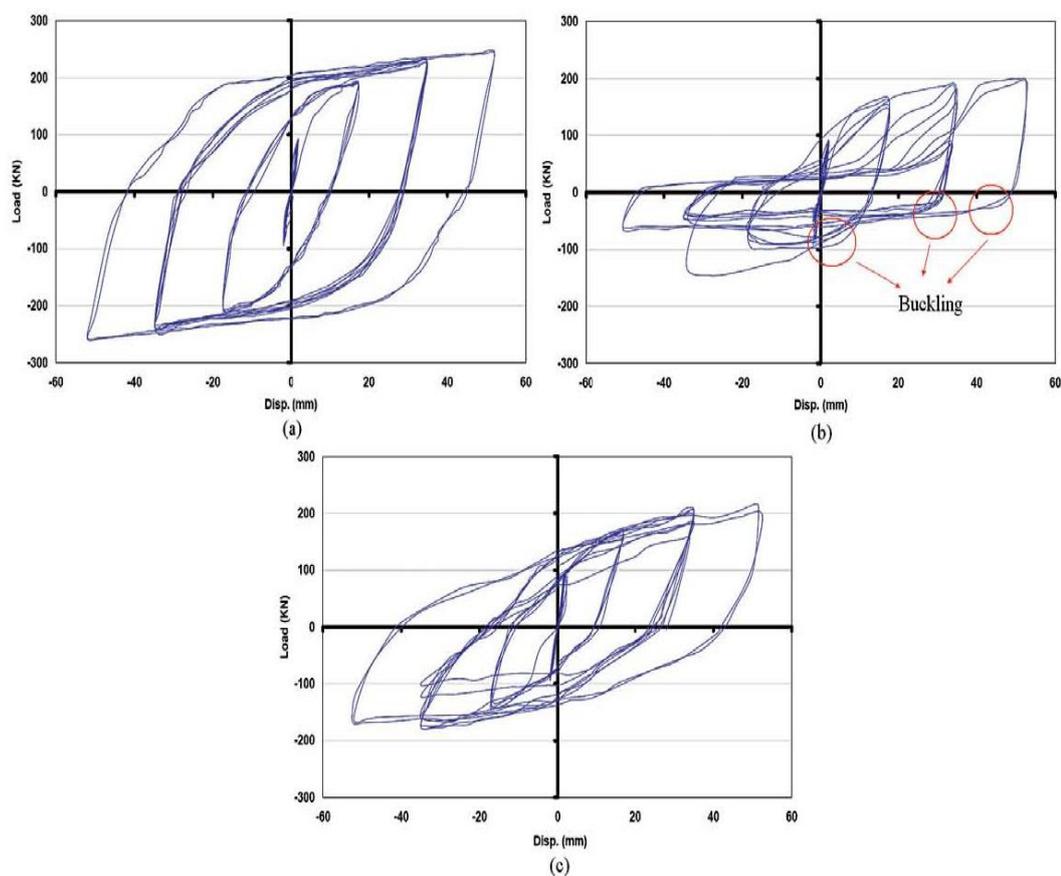


**Figura 2.19.** Sección transversal típica de un APR (Hussain, et al., 2006)

Table 2. Characteristics of filler materials.

	Normal concrete	Lean concrete	Aggregate
Compressive strength at 28 days (MPa)	30		
Compressive strength at 7 days (MPa)	25		
Gravel (kg)	589	600	589
Sand (kg)	1040	1000	1094
Cement (kg)	417	200	
Water (kg)	250	200	

**Figura 2.20.** Características de los materiales de relleno de los APR ensayados por Gheidi et al. (2011)



**Figura 2.21.** Comportamiento histerético de los APR con distintos materiales de relleno: (a) hormigón normal, (b) hormigón de baja resistencia, (c) agregado compactado (Gheidi, et al., 2011)



**Figura 2.22.** Mortero, Sika Grout 212, empleado en los APR desarrollados por Wijanto (2012)

No.	parameter steel tube size B x D x t mm	calculated strength				experimental strength					
		steel tube		core member		tensile yield		buckling			
		moment of inertia I cm <sup>4</sup>	Euler load P <sub>e</sub> ton	area of section A cm <sup>2</sup>	yield load P <sub>y</sub> ton	P <sub>e</sub> / P <sub>y</sub>	load P <sub>t</sub> ton	P <sub>t</sub> / P <sub>y</sub>	load P <sub>cr</sub> ton	P <sub>cr</sub> / P <sub>y</sub>	P <sub>cr</sub> / P <sub>e</sub>
1	150x150x4.5	896	171.0	16.84	48.50	3.53	48.6	1.00	-	-	-
2	150x100x4.5	352	67.4	16.84	48.50	1.39	48.3	1.00	-	-	-
3	150x100x3.2	262	50.2	16.84	48.61	1.03	47.6	0.98	-	-	-
4	150x75x4.5	183	35.0	16.88	48.50	0.72	48.3	1.00	46.5	0.96	1.33
5	150x75x3.2	137	36.2	16.62	17.87	0.55	47.9	1.00	43.1	0.90	1.65

Figura 2.23. Tabla de resultados de los APR ensayados por Watanabe et al. (1988)

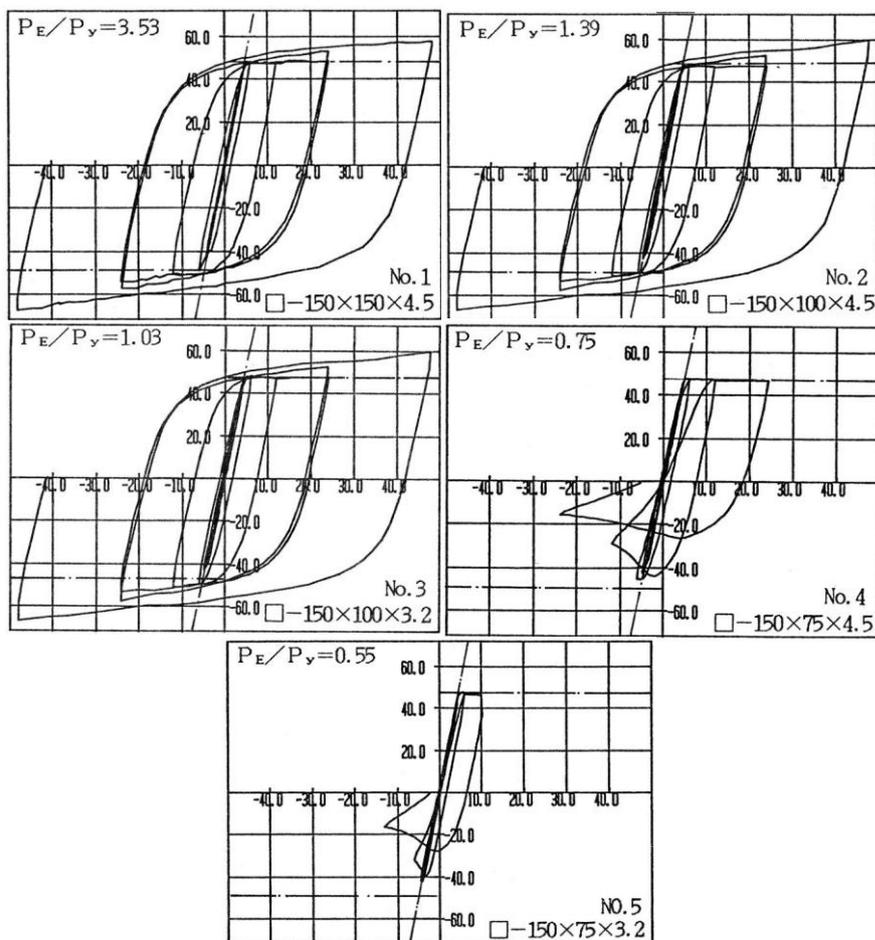


Figura 2.24. Comportamiento histerético de los APR ensayados por Watanabe et al. (1988)



**Figura 2.25.** Estado post-ensayo de los APR desarrollados por Watanabe et al. (1988)



**Figura 2.26.** Conexión emperrada estándar de un APR (Hussain, et al., 2006)



**Figura 2.27.** Conexión emperrada modificada de un APR (Hussain, et al., 2006)



**Figura 2.28.** Conexión articulada (o con pasador) de un APR (Hussain, et al., 2006)

## **CAPÍTULO 3**

### **3. PLAN DE INVESTIGACIÓN.**

#### **3.1. Generalidades.**

En este capítulo se presenta un Plan de Investigación que ha sido desarrollado con la finalidad de llevar a cabo un estudio integral de dos sistemas estructurales comúnmente usados en edificios altos de construcción compuesta en otros países. Este Plan de Investigación ha sido planteado de manera que pueda realizarse en cinco fases, de las cuales dos tienen una orientación analítica y tres corresponden a estudios experimentales. Esta tesis presenta los resultados parciales de la primera fase de este Plan de Investigación y constituye su punto de partida. Los sistemas estructurales propuestos como objeto de estudio son: los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo

Restringido (PAPR). El objetivo principal de este Plan de Investigación es el de obtener suficiente información analítica y datos experimentales que permitan el desarrollo de disposiciones de diseño y requerimientos constructivos relacionados a estos sistemas para una posible futura inclusión de los mismos en la normativa local. De esta manera la aplicación de estos sistemas en proyectos futuros sería factible, y sobretodo segura, y representarían una alternativa a los sistemas estructurales para edificios usados actualmente en la ciudad de Guayaquil. A continuación se describen cada una de las cinco fases del Plan de Investigación.

### **3.2. Fase I: Diseño del Edificio Prototipo.**

Esta fase corresponde a un estudio analítico y supone la base de los futuros estudios experimentales. El objetivo principal de esta fase es el de estudiar y aplicar los criterios de análisis y diseño sísmico de los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Para cumplir con este objetivo, en esta fase se han planteado tres actividades principales: (1) Revisión de las investigaciones analíticas y experimentales más relevantes acerca de estos sistemas (PRMC y PAPR), así como de la práctica constructiva en los países donde han sido aplicados. Revisión de las disposiciones de análisis y diseño de estos sistemas establecidos en códigos Norteamericanos; (2) Aplicación de estos criterios y recomendaciones al diseño de un edificio prototipo. Esta actividad implica el

desarrollo de procedimientos de diseño en base a la información recabada; y  
(3) Desarrollo de recomendaciones para futuros estudios experimentales.  
Revisión de requerimientos de ensayo y criterios de aceptación de los componentes de los sistemas estructurales estudiados (i.e., conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido).

Los sistemas estructurales propuestos en este estudio, PRMC y PAPR, han sido ampliamente estudiados en diferentes países, principalmente en Estados Unidos y Japón. Una breve reseña de las investigaciones más importantes, así como una revisión de la práctica constructiva son presentadas en el Capítulo 2 de esta tesis.

El edificio prototipo planteado en este estudio tiene 24 pisos, lo cual hace que esta estructura pueda ser considerada como alta en la ciudad de Guayaquil. Sus dimensiones tanto en planta como en elevación son típicas en el medio local. En este edificio el Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) está conformado por los sistemas estructurales PRMC y PAPR, objeto de estudio en esta tesis. Los criterios de análisis y diseño empleados en el edificio prototipo estudiado son resumidos en el Capítulo 4 de esta tesis.

Recomendaciones para los estudios experimentales correspondientes a las Fases II, III y IV del Plan de Investigación son presentadas en el Capítulo 5.

Estas recomendaciones brindan una guía en relación a los requerimientos, de acuerdo a la normativa Norteamericana vigente, para llevar a cabo proyectos de calificación de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido.

Esta fase del Plan de Investigación también contempla un estudio analítico en donde se evalúe el desempeño sísmico del edificio prototipo diseñado. La evaluación sísmica del edificio será realizada mediante el desarrollo de análisis no lineales adicionales, incluyendo Análisis Estático No Lineal (Pushover) y Análisis Dinámico No Lineal (Tiempo-Historia). Cabe destacar que este estudio analítico no ha sido abordado en esta tesis.

### **3.3. Fase II: Ensayos de Conexiones.**

La Fase II del Plan de Investigación corresponde a un estudio experimental. Este estudio tiene por objetivo investigar el comportamiento de una conexión a momento entre una viga de acero tipo "I" y una columna compuesta (CFT) ante cargas cíclicas. Para esto se requiere realizar un proyecto de calificación de conexiones viga-columna en el que se obtenga evidencia suficiente que demuestre que las conexiones a momento propuestas satisfacen los requerimientos de resistencia y ductilidad, establecidos en la normativa vigente, para su aplicación en edificios que incorporen PRMC en Ecuador.

El propósito de calificar una conexión a momento viga-columna es el de desarrollar detalles constructivos que se adecúen a la práctica y tecnología local actual, es decir, que contemplen el uso de materiales y metodologías de fabricación y montaje disponibles en nuestro medio. Los detalles a ensayar estarán basados en los resultados de la Fase I, es decir, que en función del diseño del edificio prototipo podrán establecerse las dimensiones, materiales y detalles constructivos de los diferentes componentes que conformarán los especímenes de prueba.

Los requerimientos de un proyecto de calificación de conexiones a momento viga-columna consideran dos tipos de ensayos. En este plan de investigación se ha contemplado la realización de los dos tipos de ensayo, pero llevados a cabo en fases distintas. Esta fase se refiere al primero de ellos. La configuración de este ensayo, en términos generales, es la siguiente: Una viga metálica tipo "I" se conecta rígidamente a una columna compuesta cuyos extremos se encuentran fijos, formando así un voladizo. Esta configuración se conoce como espécimen en forma de T (T-shaped specimen, por su nombre en inglés). Una carga cíclica actúa sobre el extremo de la viga, en forma perpendicular a su eje, produciendo una demanda de momento y rotación en la conexión. En la Sección 5.2 se proporcionan más detalles acerca del ensayo.

En función de los resultados obtenidos en la Fase II, se plantearán los detalles constructivos de la conexión viga-columna a ensayar en la Fase III. Esto quiere decir que de los detalles inicialmente propuestos y ensayados en la Fase II, para la siguiente fase se mantendrán aquellos detalles que hayan presentado un comportamiento experimental aceptable. Por otra parte, aquellos detalles que hayan mostrado un desempeño inadecuado serán modificados o reemplazados a fin de obtener mejores resultados en la fase siguiente.

En la Sección 5.2 se presentan recomendaciones para llevar a cabo los ensayos de conexiones propuestos en la Fase II del Plan de Investigación. Estas recomendaciones incluyen una descripción más detallada del ensayo, los requerimientos en relación al tamaño y materiales de los especímenes, los criterios de aceptación y protocolos de carga.

#### **3.4. Fase III: Ensayos de Cruciformes.**

La Fase III del Plan de Investigación corresponde a un estudio experimental. El objetivo de este estudio, al igual que en la Fase II, es el de investigar el comportamiento de una conexión a momento entre una viga de acero tipo “I” y una columna compuesta (CFT) ante cargas cíclicas, mediante ensayos de cruciformes. Un cruciforme es una sub-estructura de un pórtico resistente a

momento, la cual sirve para representar del comportamiento global de la estructura y de sus conexiones ante la acción sísmica.

De la misma forma que en la Fase II, se llevará a cabo un proyecto de calificación de conexiones viga-columna en el que se busca obtener evidencia suficiente que demuestre que las conexiones a momento propuestas satisfacen los requerimientos de resistencia y ductilidad, establecidos en la normativa vigente, para su aplicación en edificios que incorporen PRMC en Ecuador.

Los detalles a ensayar estarán en función de los resultados obtenidos en la Fase II, es decir, los especímenes de prueba contemplarán los detalles constructivos que mejor desempeño hayan demostrado en la fase experimental previa. El propósito conjunto de las Fases II y III es el de lograr desarrollar una conexión rígida viga-columna compuesta calificada que utilice materiales y metodologías constructivas adaptadas a la práctica y tecnología local actual.

En esta fase se llevará a cabo el segundo tipo de ensayo requerido en un proyecto de calificación de conexiones a momento viga-columna, de acuerdo a los requerimientos de la normativa vigente. La configuración del ensayo de cruciforme, en términos generales, es la siguiente: El espécimen está

conformado por una columna compuesta (CFT) y dos vigas metálicas conectadas rígidamente a ambos lados de la misma, formando así una cruz. Las vigas están apoyadas sobre rodillos en cada uno de sus extremos, mientras que la columna sólo está sujeta (y articulada) en la parte inferior. Al espécimen de este ensayo se lo conoce como cruciforme (cruciform sub-assembly specimen, por su nombre en inglés). Una carga cíclica es aplicada en el extremo libre de la columna, en forma perpendicular a su eje, produciendo una demanda de momento y rotación en la conexión. En la Sección 5.3 se proporcionan más detalles acerca del ensayo.

Los resultados de la Fase III determinarán cuáles son los detalles constructivos de las conexiones a momento entre vigas metálicas y columnas compuestas (CFT) considerados como aptos para aplicaciones en PRMC en Ecuador.

En la Sección 5.3 se presentan recomendaciones para llevar a cabo los ensayos de conexiones propuestos en la Fase III del Plan de Investigación. Estas recomendaciones incluyen una descripción más detallada del ensayo, los requerimientos en relación al tamaño y materiales de los especímenes, los criterios de aceptación y protocolos de carga.

### **3.5. Fase IV: Ensayos de Arriostramientos de Pandeo Restringido.**

La Fase IV del Plan de Investigación corresponde a un estudio experimental. Este estudio tiene por objetivo investigar el comportamiento de arriostramientos de pandeo restringido (APR) ante cargas dinámicas. Para cumplir con este objetivo, en esta fase se plantea realizar un proyecto de calificación de arriostramientos de pandeo restringido, y de sus conexiones, en el que se obtenga evidencia suficiente que demuestre que los dispositivos APR propuestos satisfacen los requerimientos de resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía, establecidos en la normativa vigente, para su aplicación en edificios que incorporen PAPR en Ecuador.

El propósito de calificar un arriostramiento de pandeo restringido es el de desarrollar detalles constructivos que se adecúen a la práctica y tecnología local actual, es decir, que contemplen el uso de materiales y metodologías de fabricación y montaje disponibles en nuestro medio. Los detalles a ensayar estarán basados en los resultados de la Fase I, es decir, que en función del diseño del edificio prototipo podrán establecerse las dimensiones, materiales y detalles constructivos de los diferentes componentes que conformarán los especímenes de prueba.

Los requerimientos de un proyecto de calificación de arriostramientos de pandeo restringido consideran dos tipos de ensayos: el ensayo de arriostramiento individual; y el ensayo de arriostramiento en sub-estructura. En este Plan de Investigación se ha contemplado llevar a cabo los dos tipos de ensayo. La configuración del ensayo de arriostramiento individual (individual brace test, por su nombre en inglés), en términos generales, es la siguiente: Un arriostramiento de pandeo restringido, con uno de sus extremos fijo, es sujeto a una carga axial cíclica de tensión y de compresión, sin producir rotación. Por otra parte, la configuración del ensayo de arriostramiento en sub-estructura consiste en un pórtico, formado por vigas y columnas, que incorpora uno o varios APR. La sub-estructura es sujeta a una carga lateral reversible, que simula la acción sísmica. La particularidad de este ensayo es que en el APR se introduce una demanda de carga axial y de rotación, con lo cual puede un observarse el comportamiento global del arriostramiento cuando forma parte de un pórtico. En la Sección 5.4 se proporcionan más detalles acerca de los ensayos de APR.

En función de los resultados obtenidos en el ensayo de arriostramiento individual, se plantearán los detalles constructivos de los APR a ensayar en el ensayo de sub-estructura. Esto quiere decir que de los detalles inicialmente propuestos y ensayados en el primer tipo de ensayo, se mantendrán aquellos detalles que hayan presentado un comportamiento experimental aceptable.

Por otra parte, aquellos detalles que hayan mostrado un desempeño inadecuado serán modificados o reemplazados a fin de obtener mejores resultados en el ensayo de sub-estructura.

Los resultados globales de la Fase IV, es decir, de los dos tipos de ensayos de APR planteados, determinarán cuáles son los detalles constructivos de los arriostramientos de pandeo restringido, incluyendo sus conexiones, considerados como aptos para aplicaciones en PAPR en Ecuador.

En la Sección 5.4 se presentan recomendaciones para llevar a cabo los ensayos de arriostramientos de pandeo restringido propuestos en la Fase IV del Plan de Investigación. Estas recomendaciones incluyen una descripción más detallada de los ensayos, los requerimientos en relación al tamaño y materiales de los especímenes, los criterios de aceptación y protocolos de carga.

### **3.6. Fase V: Conclusiones y Recomendaciones.**

La quinta y última fase de este Plan de Investigación corresponde a un estudio analítico. En esta fase se compilarán los resultados obtenidos en las cuatro fases previas (Fases I, II, III y IV). Una vez concluidas estas fases se habrán estudiado los criterios de análisis y se habrán desarrollado procedimientos de

diseño de los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Adicionalmente, se habrán desarrollado detalles y procedimientos constructivos de conexiones a momento viga-columna CFT y de arriostramientos de pandeo restringido calificados, es decir, considerados como aptos para aplicaciones sísmicas. De esta manera, los resultados contribuirán al desarrollo de disposiciones de diseño y requerimientos constructivos para los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Las disposiciones y requerimientos serán desarrolladas con la finalidad de que sean incluidas en las próximas versiones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015). Estas disposiciones deberán considerar, al igual que las fases previas, la práctica del diseño y construcción de edificios metálicos en el Ecuador. Como resultado, los sistemas estructurales propuestos en este Plan de Investigación (PRMC y PAPR) podrían ser aplicados en proyectos futuros, ya sea en edificios de mediana altura o altos, ya que constarían en la normativa local.

### **3.7. Resumen.**

En este capítulo se presentó un Plan de Investigación que ha sido desarrollado con el propósito de estudiar analítica y experimentalmente los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Cada una de las cinco fases de este Plan de Investigación, incluyendo los objetivos que persiguen, fue descrita en este capítulo.

En la parte inicial (Fase I), el Plan de Investigación contempla el estudio y aplicación de los criterios de diseño de los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Además, esta fase también considera el desarrollo de recomendaciones para las fases que contemplan estudios experimentales.

A continuación, se presentaron las Fases II y III del Plan de Investigación, las cuales corresponden a estudios experimentales de conexiones a momento viga-columna CFT. Estas fases pretenden llevar a cabo un proyecto de calificación de una conexión a momento. Dos tipos de ensayo son planteados en estas fases: ensayo de conexiones y ensayo de cruciformes.

Posteriormente, se describió la Fase IV del Plan de Investigación, la cual corresponde a un estudio experimental de arriostramientos de pandeo restringido. El objetivo de esta fase es el de calificar los detalles constructivos de un arriostramiento de pandeo restringido incluyendo sus conexiones. Dos tipos de ensayo son planteados en este estudio: ensayo de arriostramiento individual y ensayo de arriostramiento en sub-estructura.

Finalmente, se describió la Fase V del Plan de Investigación, la cual corresponde a un estudio analítico en el que se pretende, en función de los resultados de las fases previas (Fases I, II, III y IV), desarrollar disposiciones

de diseño y requerimientos constructivos de los sistemas estructurales PRMC y PAPR para su futura posible inclusión en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

# CAPÍTULO 4

## 4. DISEÑO DEL EDIFICIO PROTOTIPO.

### 4.1. Generalidades.

Este capítulo presenta el análisis elástico y el diseño del edificio prototipo estudiado en esta investigación. En el Plan de Investigación descrito en el Capítulo 3, se planteó el diseño un edificio prototipo de 24 pisos cuyo Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) está conformado por Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR).

En este capítulo también se presenta una descripción breve de los criterios de análisis y diseño más importantes, así como las cargas y combinaciones de carga aplicados en el diseño del edificio prototipo. Adicionalmente, se reseñan

las consideraciones y los resultados más relevantes del análisis elástico realizado al edificio propuesto.

Finalmente, se resume el diseño de los diferentes componentes que forman parte de los dos sistemas estructurales estudiados en esta investigación (i.e., columnas CFT, vigas, conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido).

#### **4.2. Planta y Elevación del Edificio Prototipo.**

El edificio prototipo estudiado, cuyo uso ha sido destinado a oficinas, tiene 24 pisos y se asume está localizado sobre suelo rígido en la ciudad de Guayaquil, una zona catalogada como de alto riesgo sísmico de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

Una planta típica del edificio prototipo, con la disposición de los PRMC y los PAPER, se presenta en la Figura 4.1. Las Figuras 4.2, 4.3 y 4.4 muestran elevaciones del edificio prototipo, indicando las alturas en entrepiso, en las direcciones X y Y, respectivamente.

El edificio prototipo tiene tres luces en ambas direcciones (X y Y). En la dirección X se han considerado tres vanos de 9.00 m, mientras que en la

dirección Y se han considerado dos vanos exteriores de 5.00 m y un vano central de 6.00 m. El área en planta del edificio es de 432.00 m<sup>2</sup>. La altura del primer entrepiso es de 4.25 m y la altura de los entrepisos restantes es de 3.25 m, de manera que la altura total del edificio es de 79.00 m medidos desde la planta baja.

En relación al Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) del edificio prototipo, en la dirección X el sistema estructural empleado es el de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC), mientras que en la dirección Y se ha empleado un sistema estructural conformado por una combinación de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). Como se observa en la Figura 4.1, en la dirección Y los pórticos exteriores son PAPR y los pórticos interiores son PRMC. En el caso de los PAPR, los arriostramientos han sido dispuestos en los vanos exteriores (de 5.00 m), en una configuración de diagonal simple, de forma simétrica (ver Figura 4.3). Ambos sistemas estructurales (PRMC y PAPR) fueron diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como cargas sísmicas. Es importante destacar que las dimensiones, en planta y en elevación, del edificio fueron fijadas de tal forma que se consideren típicas en la ciudad de Guayaquil. Para justificar el uso de PRMC en una dirección y una combinación de PRMC y PAPR en la otra, las dimensiones del edificio prototipo fueron establecidas de manera que la

relación altura-lado ( $H/B$ ), conocida como relación de esbeltez, sea alrededor de 3 (2.93) y 5 (4.94) en las direcciones X y Y, respectivamente.

El sistema de piso consiste en una losa con placa colaborante (steel-panel) que trabaja en una dirección y que se apoya sobre vigas principales y secundarias. Las vigas secundarias están orientadas en la dirección Y, y tienen separaciones entre ejes de 3.00 m y 2.25 m (ver Figura 4.1). Además, para su diseño se asumió que trabajan como vigas continuas.

El edificio prototipo fue diseñado de manera simétrica, de tal forma que: (1) el centro de masas coincidiera con el centro de rigideces; y (2) se evitara cualquier tipo de irregularidad horizontal y/o vertical.

Todas las columnas del edificio prototipo son columnas CFT cuadradas armadas a base de placas soldadas. El material de las columnas es acero ASTM A36 ( $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ ) para las placas y hormigón de resistencia convencional ( $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ) como relleno. Las vigas son miembros de acero tipo "I" armados a base de placas soldadas. El material de las vigas es acero ASTM A36 ( $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ ). En los arriostramientos de pandeo restringido, el núcleo consiste en una placa plana hecha de acero ASTM A36 ( $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ ), mientras que el mecanismo de restricción del pandeo está compuesto

por un tubo de acero, conformado por dos perfiles tipo “C” (canales) doblados en frío, relleno con mortero.

#### **4.3. Criterios de Diseño.**

En esta sección se exponen los criterios más relevantes que han sido considerados para garantizar el cumplimiento de los requerimientos de diseño sismorresistente de edificios altos de construcción compuesta según la normativa vigente. Entre las normas y especificaciones de diseño empleadas se pueden mencionar las siguientes: FEMA 350 (SAC, 2000), ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), AISC 360-10 (AISC, 2010a), AISC 341-10 (AISC, 2010b), AISC 358-10 (AISC, 2010c), ACI 318-11 (ACI, 2011). En este estudio no se ha hecho uso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) debido a que, como se mencionó en la Sección 2.3, en la misma no se incluyen disposiciones o requerimientos de diseño para edificios que incorporen los sistemas estructurales PRMC o PAPR como parte del Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) de un edificio, por lo que se ha recurrido a normas de diseño norteamericanas. Adicionalmente a la normativa vigente, los criterios descritos a continuación fueron planteados en base a los resultados de investigaciones analíticas y experimentales relacionadas a los sistemas estructurales estudiados en esta tesis.

### **4.3.1. Criterios Generales.**

#### **4.3.1.1. Niveles de Desempeño Sísmico de Edificios.**

La filosofía del Diseño Basado en Desempeño Sísmico (DBDS) fue empleada en el edificio prototipo estudiado. Este enfoque establece una relación entre los niveles de desempeño esperados en el edificio y los diferentes niveles de sismicidad. Los niveles de desempeño sísmico definen el grado de daño estructural y no estructural que puede esperarse en el edificio para un determinado nivel sísmico.

FEMA 350 (SAC, 2000) establece cuatro niveles de desempeño sísmico, los cuales a su vez definen los objetivos de diseño mínimos de las edificaciones para los distintos Grupos de Uso Sísmico (GUS), tal como se muestra en la Figura 4.5. FEMA 350 (SAC, 2000) asigna a los edificios un grupo de uso sísmico (GUS) basándose en su uso y ocupación. Los niveles de desempeño sísmico de edificios son cuatro: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso.

Los niveles de desempeño sísmico considerados en este estudio se describen a continuación.

#### **4.3.1.1.1. Nivel de Desempeño Sísmico de Ocupación Inmediata.**

FEMA 350 (SAC, 2000) define al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de la siguiente manera:

“El nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata está definido como el estado de daño post-sismo en el cual ha ocurrido daño estructural limitado. Se espera que el daño sea tan leve que no se necesite inspeccionar el edificio después del terremoto, y aunque pueda presentarse un mínimo daño, éste no requeriría reparación. Los sistemas resistentes a fuerzas laterales y verticales del edificio conservan casi toda la rigidez y resistencia que tenían previo al sismo. El riesgo de amenaza de vida como resultado del daño estructural es muy bajo. Las edificaciones que se encuentran dentro de este nivel de desempeño deberán ser seguras para su ocupación inmediatamente después del sismo, suponiendo que el daño de los componentes no estructurales es ligero y que la utilidad de sus servicios se encuentra disponible.” (SAC, 2000)

#### **4.3.1.1.2. Nivel de Desempeño Sísmico de Seguridad de Vida.**

Como se puede observar en la Figura 4.5, el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se encuentra entre el de Ocupación Inmediata y el de Prevención del

Colapso. Este nivel se lo define como el estado de desempeño en el que ha ocurrido daño estructural y no estructural significativo, aunque existe cierto margen de seguridad con respecto al colapso parcial o total. La estructura no puede ser ocupada nuevamente hasta que se realicen las reparaciones correspondientes. Generalmente estas reparaciones pueden resultar muy costosas. En este nivel de desempeño, el riesgo de amenaza de vida es bajo. FEMA 350 (SAC, 2000) escribe en el comentario lo siguiente:

“Debido a las definiciones un tanto arbitrarias del nivel de desempeño de Seguridad de Vida y al hecho de que diferentes códigos y normas han seleccionado definiciones alternativas para éste..., el nivel de Seguridad de Vida no ha sido incluido en estos Criterios Recomendados (FEMA 350). Sin embargo,... los usuarios que deseen evaluar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida pueden hacerlo mediante una interpolación entre los criterios de aceptación proporcionados para los niveles de Prevención del Colapso y Ocupación Inmediata.” (SAC, 2000)

#### **4.3.1.1.3. Nivel de Desempeño Sísmico de Prevención del Colapso.**

FEMA 350 (SAC, 2000) da la siguiente definición para el nivel de desempeño sísmico de prevención del colapso:

“El nivel de desempeño estructural de Prevención del Colapso está definido como el estado de daño post-sismo en el cual la estructura se encuentra al borde de experimentar colapso parcial o total. La estructura experimenta daño sustancial, incluyendo la degradación significativa de la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerzas laterales, grandes deformaciones laterales permanentes de la estructura, y, en un alcance más limitado, degradación en su capacidad para resistir cargas verticales. No obstante, los componentes más importantes de sistema resistentes a cargas gravitacionales deben continuar resistiendo su demanda de cargas gravitacionales. La reparación de la estructura podría resultar impráctica desde el punto de vista técnico o económico, y no es segura para su reocupación; las réplicas posteriores al sismo podrían inducir al colapso.” (SAC, 2000)

#### **4.3.1.2. Niveles Sísmicos.**

Los niveles de intensidad sísmica son cuantificados por la probabilidad de ocurrencia, donde un sismo con una menor probabilidad de ocurrencia producen una mayor demanda estructural. ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) define dos niveles específicos de intensidad sísmica: el Sismo Considerado Máximo (MCE); y el Sismo de Diseño (DBE).

#### **4.3.1.2.1. Sismo Considerado Máximo (MCE).**

El Sismo Considerado Máximo (Maximum Considered Earthquake, MCE, por su nombre y siglas en inglés) es el nivel sísmico más severo considerado apropiado para el diseño, pero no necesariamente es el sismo más fuerte que pueda ocurrir en una determinada región. El nivel sísmico MCE tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, lo cual resulta en un período de retorno de aproximadamente 2500 años.

#### **4.3.1.2.2. Sismo de Diseño (DBE).**

El Sismo de Diseño (Design Basis Earthquake, DBE, por su nombre y siglas en inglés) es el nivel sísmico en el que se basa el cálculo de las fuerzas laterales de diseño. El nivel sísmico DBE corresponde a una intensidad igual a dos tercios ( $2/3$ ) de la del nivel MCE, y su período de retorno depende de la sismicidad de la zona.

#### **4.3.1.3. Objetivos del Diseño por Desempeño (ODD).**

El edificio prototipo estudiado fue asignado en el Grupo de Uso Sísmico I (i.e., GUS-I), debido a que se trata de un edificio para oficinas (SAC, 2000).

Consecuentemente, los objetivos del diseño por desempeño propuestos en este estudio son dos (Herrera, 2005; Fahnstock, et al., 2006):

1. El desempeño del edificio debe alcanzar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida ante un terremoto cuya intensidad esté al nivel del Sismo de Diseño (DBE).
2. El desempeño del edificio debe alcanzar el nivel de desempeño de Prevención del Colapso ante un terremoto cuya intensidad esté al nivel del Sismo Considerado Máximo (MCE).

#### **4.3.1.4. Parámetros de Diseño Sísmico de Edificios.**

El tipo de análisis seleccionado en este estudio, según lo establecido en la Tabla 12.6-1 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), se denomina Análisis de Respuesta Espectral Modal (Modal Response Spectrum Analysis, MRSA, por su nombre y siglas en inglés). Esta metodología de análisis determina las fuerzas internas de los elementos y los desplazamientos de la estructura en base a los resultados del análisis modal y un espectro de respuesta de diseño. El cálculo de la carga sísmica de diseño se basa en una serie de parámetros que están en función del tipo de sistema estructural analizado. Dichos

parámetros de diseño sísmico pueden obtenerse de la Tabla 12.2-1 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), de la siguiente manera:

Para Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC):

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 5.5$$

Para Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR):

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 2.5$$

$$C_d = 5.0$$

donde,

R : Factor de modificación de respuesta

$\Omega_0$  : Factor de sobrerresistencia

$C_d$  : Factor de amplificación de deflexiones

La determinación del espectro de respuesta de diseño y el cálculo de la carga sísmica es discutida en la Sección 4.4.2.

#### 4.3.1.5. Criterio para Derivas de Entrepiso.

Las deformaciones laterales de la estructura es un aspecto importante en el diseño de edificios sismorresistentes. ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) establece límites máximos para las derivas de entrepiso, a efectos evitar deformaciones laterales excesivas que puedan ocasionar inestabilidad estructural y/o daño no estructural. Estos límites están en función del sistema estructural y la Categoría de Riesgo del edificio, y se encuentran detallados en la Tabla 12.12-1 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010). De esta forma, para el edificio prototipo estudiado, conformado por PRMC y PAPER, y con Categoría de Riesgo II (ver Sección 4.3.5), le corresponde una deriva de entrepiso admisible,  $\theta_{adm}$ , del 2.0%. Por consiguiente, el criterio adoptado para el diseño por derivas de entrepiso es el siguiente:

$$\theta_{dis} \leq \theta_{adm} \quad (4-1)$$

donde,

$\theta_{dis}$  : Deriva de entrepiso de diseño

$\theta_{adm}$  : Deriva de entrepiso admisible

La deriva de entrepiso de diseño,  $\theta_{dis}$ , debe calcularse de acuerdo a la Sección 12.8.6 de ASCE/SEI 7-10, de la siguiente manera:

$$\theta_{dis} = \theta_x = \frac{\delta_{xi} - \delta_{(x-1)i}}{h_{sx}} \quad (4-2)$$

$$\delta_{xi} = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (4-3)$$

donde,

$\theta_{dis}$ :	Deriva de entrepiso de diseño
$\theta_x$ :	Deriva del entrepiso x
$\bar{\delta}_{xi}$ :	Desplazamiento lateral inelástico del piso x
$\bar{\delta}_{(x-1)i}$ :	Desplazamiento lateral inelástico del piso x-1
$h_{sx}$ :	Altura del entrepiso x
$C_d$ :	Factor de amplificación de deflexiones
$\bar{\delta}_{xe}$ :	Desplazamiento lateral del piso x obtenido mediante un análisis elástico
$I_e$ :	Factor de importancia

Es importante mencionar que debido a que en el edificio prototipo se emplearon conexiones viga-columna del tipo CVSR (ver Sección 4.3.2.3), para el cálculo de las derivas de entrepiso de diseño se debió considerar el efecto

de la reducción de la sección de la viga según lo estipulado en la Sección 5.8 de AISC 358-10 (AISC, 2010c). En esta sección se expresa que en lugar de emplear cálculos más detallados, las derivas elásticas efectivas pueden determinarse multiplicando las derivas elásticas, obtenidas en base a la sección transversal de la viga sin reducción, por un factor igual a 1.1 para reducciones de hasta el 50% del ancho del ala de la viga. Se permite usar interpolación lineal para valores de reducción del ancho del ala de la viga que sean menores al 50%.

#### **4.3.2. Criterios de Análisis y Diseño de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC).**

##### **4.3.2.1. Columnas Compuestas CFT.**

###### **4.3.2.1.1. Relaciones Ancho-Espesor.**

AISC 341-10 (AISC, 2010b) establece límites para la relación ancho-espesor de los perfiles tubulares de acero utilizados en las columnas CFT. Estos requerimientos pueden ser de dos tipos: (1) para miembros moderadamente dúctiles; y (2) para miembros altamente dúctiles. Para el caso de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos Especiales, como los empleados en el edificio prototipo, los límites a considerar deben ser los correspondientes a

miembros altamente dúctiles. Por consiguiente, de la Tabla D1.1 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) se tiene que:

Para columnas CFT con perfiles tubulares cuadrados o rectangulares,

$$b/t \leq \lambda_{hd} = 1.4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (4-4)$$

Para columnas CFT con perfiles tubulares circulares,

$$D/t \leq \lambda_{hd} = 0.076 \frac{E_s}{F_y} \quad (4-5)$$

donde,

$b/t$  ,  $D/t$  : Relación ancho-espesor del perfil tubular cuadrado, rectangular o circular de la columna CFT

$b$  : Distancia libre entre las paredes del perfil tubular cuadrado o rectangular de la columna CFT

$D$  : Diámetro exterior del perfil tubular circular de la columna CFT

$t$  : Espesor de las paredes del perfil tubular cuadrado, rectangular o circular de la columna CFT

$\lambda_{hd}$  : Límite de la relación ancho-espesor para miembros compuestos altamente dúctiles

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material del perfil tubular de la columna CFT

El objetivo de esta disposición es el de proporcionarle al perfil tubular de acero la capacidad de desarrollar la fluencia y las correspondientes deformaciones inelásticas antes de que ocurra una falla por pandeo local. (Muhummud, 2003; AISC, 2010b)

#### **4.3.2.1.2. Rigidez de las Columnas CFT.**

La rigidez axial y a flexión de las columnas CFT es un parámetro importante a tomar en cuenta, sobretodo en la etapa de modelamiento y análisis elástico del edificio prototipo, ya que al tratarse de miembros compuestos por acero y hormigón los efectos de la sección agrietada deben ser considerados. Este es uno de los requerimientos que se incluyen en la Sección C1 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

Muhummud (2003), basado en resultados de estudios experimentales previos (Hull, 1998; Ream, 2000; Varma, 2000), estableció criterios para la determinación de la rigidez axial y a flexión de columnas CFT para ser utilizadas en el análisis elástico del edificio.

Para el diseño por resistencia, la rigidez de las columnas CFT debe basarse en las propiedades de la sección transformada no agrietada debido a que con esta condición se desarrollan mayores fuerzas en las columnas (i.e., fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores), lo cual resulta en un diseño conservador. Por otra parte, para la determinación de las derivas de entrepiso, la rigidez de las columnas CFT debe calcularse, conservadoramente, usando las propiedades de la sección transformada agrietada (en un 50%) debido a que ese incremento en la flexibilidad conlleva mayores desplazamientos de la estructura y por ende mayores derivas de entrepiso. (Muhummud, 2003)

**(a) Rigidez axial.**

Para el diseño por resistencia, la rigidez axial de columnas CFT debe tomarse como:

$$EA_{un} = E_s A_s + E_c A_c \quad (4-6)$$

Para el diseño por derivas de entrepiso, la rigidez axial de columnas CFT debe tomarse como:

$$EA_{cr} = E_s A_s + E_c \frac{A_c}{2} \quad (4-7)$$

donde,

$EA_{un}$  : Rigidez axial de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada no agrietada

$EA_{cr}$  : Rigidez axial de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada agrietada

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$A_s$  : Área de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT

$E_c$  : Módulo de elasticidad del hormigón

$A_c$  : Área de la sección trasversal del relleno de hormigón de la columna CFT

**(b) Rigidez a flexión.**

Para el diseño por resistencia, la rigidez a flexión de columnas CFT debe calcularse de la siguiente manera:

$$EI_{un} = E_s I_s + E_c I_c \quad (4-8)$$

Para el diseño por derivas de entrepiso, la rigidez a flexión de columnas CFT debe calcularse de la siguiente manera:

$$EI_{cr} = E_s I_s + E_c \frac{I_c}{2} \quad (4-9)$$

donde,

$EI_{un}$  : Rigidez a flexión de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada no agrietada

$EI_{cr}$  : Rigidez a flexión de columnas CFT basada en las propiedades de la sección transformada agrietada

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$I_s$  : Momento de inercia de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT

$E_c$  : Módulo de elasticidad del hormigón

$I_c$  : Momento de inercia de la sección trasversal del relleno de hormigón de la columna CFT

Para un hormigón de peso normal, con un peso específico de alrededor de  $2400 \text{ kg/m}^3$ , el módulo de elasticidad,  $E_c$ , puede determinarse de acuerdo a la Ecuación 4-10 (ACI, 2011):

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad (4-10)$$

donde,

$E_c$  : Módulo de elasticidad del hormigón, en  $\text{kg/cm}^2$

$f'_c$  : Resistencia a la compresión del hormigón, en  $\text{kg/cm}^2$

#### **4.3.2.1.3. Capacidad de las Columnas CFT.**

La capacidad nominal y de diseño de las columnas CFT es determinada en base a las disposiciones de la Especificación para Edificios de Acero Estructural AISC 360-10 (AISC, 2010a). La resistencia nominal de columnas CFT puede ser calculada de acuerdo al Método de Distribución de Esfuerzos Plásticos y al Método de Compatibilidad de Deformaciones.

El Método de Distribución de Esfuerzos Plásticos permite determinar la capacidad nominal asumiendo que el perfil tubular de acero alcanza un esfuerzo igual al esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), ya sea en tensión o en compresión, y que el relleno de hormigón, en compresión debido a carga axial y/o flexión, alcanza un esfuerzo igual a  $0.85f'_c$ , para secciones rectangulares. Cuando se tiene secciones circulares se permite usar un esfuerzo igual a  $0.95f'_c$  para el relleno de hormigón en compresión, a fin de tomar en cuenta que los perfiles tubulares circulares confinan en mejor forma el hormigón. Adicionalmente, para miembros en compresión se asume que no existe deslizamiento relativo

entre el acero y el hormigón, es decir, se asume que hay una adherencia perfecta entre ambos materiales. La aplicación de este método está limitada a miembros con secciones compactas. (AISC, 2010a)

El Método de Compatibilidad de Deformaciones asume una distribución lineal de deformaciones a lo largo de la sección, con una deformación unitaria en compresión del hormigón igual a 0.003 mm/mm (AISC, 2010a). Este método debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares o asimétricas, y para los casos en los que el acero no presenta un comportamiento elastoplástico (AISC, 2010a). Su aplicación general puede encontrarse en textos sobre diseño en hormigón armado.

En ambos métodos se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón de relleno para efectos de la determinación de la resistencia nominal de las columnas CFT.

AISC 360-10 (AISC, 2010a) establece limitaciones para los materiales usados en columnas compuestas. Para hormigón de peso normal, la resistencia a la compresión,  $f'_c$ , no debe ser menor de 21 MPa (210 kg/cm<sup>2</sup>) ni exceder 70 MPa (700 kg/cm<sup>2</sup>). Por otra parte, el esfuerzo de fluencia especificado del acero estructural no debe exceder 525 MPa (5250 kg/cm<sup>2</sup>).

**(a) Resistencia a la compresión axial.**

La capacidad plástica a la compresión axial de columnas CFT con secciones compactas está dada por la siguiente ecuación,

$$P_{no} = P_p \quad (4-11a)$$

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c A_c \quad (4-11b)$$

donde,

- $P_p$  : Capacidad plástica a la compresión axial de columnas CFT
- $F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material del perfil tubular de la columna CFT
- $A_s$  : Área de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT
- $C_2$  : Factor que modifica la resistencia a la compresión del relleno de hormigón de las columnas CFT. Este factor es igual a 0.85 para secciones rectangulares, y 0.95 para secciones circulares
- $f'_c$  : Resistencia a la compresión del hormigón
- $A_c$  : Área de la sección transversal del relleno de hormigón de la columna CFT

La resistencia nominal debe determinarse en base al estado límite de pandeo flexionante, de la siguiente manera:

Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$  (Columna corta e intermedia – Pandeo inelástico),

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (4-12a)$$

Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$  (Columna larga – Pandeo elástico),

$$P_n = 0.877 P_e \quad (4-12b)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(kL)^2} \quad (4-13)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c \quad (4-14)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (4-15)$$

donde,

$P_n$  : Resistencia a la compresión axial nominal de columnas CFT

- $P_e$ : Carga crítica de pandeo elástico (Carga de Euler) de columnas CFT
- $E_{eff}$ : Rigidez a flexión efectiva de columnas CFT para la determinación de la resistencia a la compresión axial nominal
- $E_s$ : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- $I_s$ : Momento de inercia de la sección transversal del perfil tubular de acero de la CFT
- $C_3$ : Coeficiente usado en el cálculo de la rigidez a flexión efectiva de columnas CFT
- $E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón
- $I_c$ : Momento de inercia de la sección transversal del relleno de hormigón de la columna CFT
- $A_s$ : Área de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT
- $A_c$ : Área de la sección transversal del relleno de hormigón de la columna CFT
- $k$ : Factor de longitud efectiva de la columna CFT

Por otra parte, la resistencia a la compresión axial de diseño,  $\phi_c P_n$ , es igual a:

$$\phi_c P_n = \phi_c \times P_n \quad (4-16)$$

donde,

$\phi_c$  : Factor de reducción de resistencia para columnas compuestas sujetas a compresión axial,  $\phi_c = 0.75$

$P_n$  : Resistencia a la compresión axial nominal de columnas CFT

**(b) Resistencia a la tracción axial.**

La resistencia a la tracción axial nominal de columnas CFT se calcula de la siguiente forma:

$$T_n = A_s F_y \quad (4-17)$$

donde,

$T_n$  : Resistencia a la tracción axial nominal de columnas CFT

$A_s$  : Área de la sección transversal del perfil tubular de acero de la columna CFT

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del perfil tubular de acero de la columna CFT

Por otra parte, la resistencia a la tracción axial de diseño,  $\phi_t T_n$ , es igual a:

$$\phi_c T_n = \phi_t \times T_n \quad (4-18)$$

donde,

$\phi_t$ : Factor de resistencia para columnas compuestas sujetas a tracción axial,  $\phi_t = 0.90$

$T_n$ : Resistencia a la tracción axial nominal columnas CFT

### (c) Resistencia a la flexión.

La resistencia a flexión nominal de columnas CFT es determinada mediante la aplicación del Método de Esfuerzos Plásticos. La Figura 4.6 muestra la distribución de esfuerzos y fuerzas internas para el cálculo de la capacidad a flexión pura de una columna compuesta con sección compacta. En esta figura, la distancia  $a_p$  indica la ubicación del eje neutro plástico para que se produzca una fuerza axial resultante nula. De acuerdo a la Figura 4.6, el momento plástico,  $M_p$ , puede determinarse de la siguiente manera:

Fuerza de compresión en el ala del perfil tubular de acero:

$$C_1 = b_i t_f F_y \quad ; \quad b_i = B - 2t_w \quad (4-19)$$

$$y_{c_1} = a_p - \frac{t_f}{2} \quad (4-20)$$

Fuerza de compresión en el relleno de hormigón:

$$C_2 = 0.85f'_c(a_p - t_f)b_i \quad (4-21)$$

$$y_{C_2} = \frac{a_p - t_f}{2} \quad (4-22)$$

Fuerza de compresión en el alma del perfil tubular de acero:

$$C_3 = a_p 2t_w F_y \quad (4-23)$$

$$y_{C_3} = \frac{a_p}{2} \quad (4-24)$$

Fuerza de tensión en el alma del perfil tubular de acero:

$$T_1 = (H - a_p) 2t_w F_y \quad (4-25)$$

$$y_{T_1} = \frac{H - a_p}{2} \quad (4-26)$$

Fuerza de tensión en el ala del perfil tubular de acero:

$$T_2 = b_i t_f F_y \quad (4-27)$$

$$y_{T_2} = H - a_p - \frac{t_f}{2} \quad (4-28)$$

$$a_p = \frac{2F_y H t_w + 0.85f'_c b_i t_f}{4t_w F_y + 0.85f'_c b_i} \quad (4-29)$$

$$M_p = \sum(Fuerza \times Brazo) \quad (4-30)$$

donde,

$C_1$ :	Fuerza de compresión en el ala del perfil tubular
$y_{C1}$ :	Brazo de palanca de la fuerza $C_1$ respecto al eje neutro plástico
$C_2$ :	Fuerza de compresión en el relleno de hormigón
$y_{C2}$ :	Brazo de palanca de la fuerza $C_2$ respecto al eje neutro plástico
$C_3$ :	Fuerza de compresión en el alma del perfil tubular
$y_{C3}$ :	Brazo de palanca de la fuerza $C_3$ respecto al eje neutro plástico
$T_1$ :	Fuerza de tensión en el alma del perfil tubular
$y_{T1}$ :	Brazo de palanca de la fuerza $T_1$ respecto al eje neutro plástico
$T_2$ :	Fuerza de tensión en el ala del perfil tubular
$y_{T2}$ :	Brazo de palanca de la fuerza $T_2$ respecto al eje neutro plástico
$F_y$ :	Esfuerzo de fluencia del perfil tubular de acero de la columna CFT
$f'_c$ :	Resistencia a la compresión del hormigón
$B$ :	Ancho total del perfil tubular de la columna CFT
$H$ :	Altura total del perfil tubular de la columna CFT
$b_i$ :	Distancia libre entre las paredes del perfil tubular, $b_i = B - 2t_w$
$t_f$ :	Espesor de las alas del perfil tubular de la columna CFT
$t_w$ :	Espesor del alma del perfil tubular de la columna CFT
$a_p$ :	Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro plástico de la columna CFT
$M_p$ :	Momento plástico de la columna CFT

Por lo tanto, la resistencia a la flexión nominal de columnas CFT con sección compacta es igual a:

$$M_n = M_p \quad (4-31)$$

donde,

$M_n$  : Resistencia a la flexión nominal de columnas CFT

$M_p$  : Momento plástico de columnas CFT

Por otra parte, la resistencia a flexión de diseño,  $\phi_b M_n$ , es igual a:

$$\phi_b M_n = \phi_b \times M_n \quad (4-32)$$

donde,

$\phi_b$  : Factor de resistencia para columnas compuestas sujetas a flexión,  $\phi_b = 0.90$

$M_n$  : Resistencia a la flexión nominal de columnas CFT

**(d) Resistencia al cortante.**

De acuerdo a la Sección I4.1 de AISC 360-10 (AISC, 2010a), existen tres métodos para determinar la resistencia al cortante de una columna CFT:

- (a) La resistencia al cortante del perfil tubular de acero solamente, de acuerdo a lo estipulado en la Sección G5 de AISC 360-10 (AISC, 2010a), de la siguiente manera:

La resistencia al cortante nominal es igual a:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (4-33)$$

$$A_w = 2ht_w \quad (4-34)$$

- (i) Cuando  $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1.0 \quad (4-35a)$$

- (ii) Cuando  $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (4-35b)$$

$$k_v = 5$$

(iii) Cuando  $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.5k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (4-36c)$$

$$k_v = 5$$

donde,

$V_n$  : Resistencia al cortante nominal del perfil tubular de acero de la columna CFT

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material del perfil tubular de acero de la columna CFT

$A_w$  : Área del alma del perfil tubular de acero de la columna CFT

$h$  : Dimensión del perfil tubular de acero paralela a la fuerza cortante requerida, calculada como la distancia libre entre las alas

$t_w$  : Espesor del alma del perfil tubular de acero de la columna CFT

$C_v$  : Coeficiente de cortante del alma

$k_v$  : Coeficiente de pandeo por cortante del alma

Por otra parte, la resistencia al cortante de diseño,  $\phi_v V_n$ , es igual a:

$$\phi_v V_n = \phi_v \times V_n \quad (4-37)$$

donde,

$\phi_v$  : Factor de resistencia para perfiles tubulares de acero sujetos a cortante,  $\phi_v = 0.90$

$V_n$  : Resistencia al cortante nominal de un perfil tubular de acero

- (b) La resistencia al cortante del relleno de hormigón solamente más la del acero de refuerzo transversal (si lo hubiere), según lo definido por ACI 318 (ACI, 2011), determinada de la siguiente manera:

La resistencia al cortante nominal del relleno de hormigón, de acuerdo a la Sección 22.4.5 de ACI 318 (ACI, 2011), es igual a:

$$V_n = 0.35\lambda\sqrt{f'_c}b_w h \quad (4-38)$$

donde,

- $V_n$  : Resistencia al cortante nominal del relleno de hormigón de la columna CFT, en kg
- $\lambda$  : Factor igual a 1.0 para hormigones de peso normal
- $f'_c$  : Resistencia a la compresión del hormigón, en kg/cm<sup>2</sup>
- $b_w$  : Dimensión del relleno de hormigón perpendicular a la fuerza cortante requerida
- $h$  : Dimensión del relleno de hormigón paralela a la fuerza cortante requerida

Por otra parte, la resistencia al cortante de diseño,  $\phi_v V_n$ , es igual a:

$$\phi_v V_n = \phi_v \times V_n \quad (4-39)$$

donde,

- $\phi_v$  : Factor de resistencia del relleno de hormigón,  $\phi_v = 0.75$
- $V_n$  : Resistencia al cortante nominal del relleno de hormigón de la columna CFT

- (c) La resistencia nominal del perfil tubular de acero, de acuerdo a la Sección G5 de AISC 360-10 (AISC, 2010a), más la resistencia nominal del acero

de refuerzo transversal (si lo hubiere, según lo definido en ACI 318, con un factor de resistencia,  $\phi_v$ , igual a 0.75.

**(e) Resistencia a la flexo-compresión.**

El análisis de columnas CFT sujetas a carga axial combinada con flexión es regido por la Sección I5 de AISC 360-10 (AISC, 2010a). La capacidad de las columnas compuestas en flexo-compresión es evaluada mediante la construcción de una curva o diagrama de interacción, de manera similar que en columnas de hormigón armado. Este diagrama puede ser elaborado en base a la aplicación de los métodos de Compatibilidad de Deformaciones o de Distribución de Esfuerzos Plásticos, descritos previamente. Por otra parte, en el Capítulo I de los Ejemplos de Diseño de AISC (AISC, 2010d) se establece un procedimiento, a partir del Método de Distribución de Esfuerzos Plásticos, para la construcción de la curva de interacción de columnas compuestas CFT. Este procedimiento consiste en evaluar los bloques de esfuerzos y las fuerzas internas de la sección compuesta para cinco distintas posiciones del eje neutro plástico (ENP), tal como se muestra en la Figura 4.7. Como resultado, se obtienen las ecuaciones de la capacidad plástica (P-M) de miembros de sección compuesta CFT, las cuales definen cada uno de los cinco puntos (A-B-C-D-E) con los que se construye el diagrama de interacción. El Punto A corresponde a la resistencia a la compresión axial pura (sin momento flector);

el Punto B corresponde a la resistencia a la flexión pura (sin carga axial); el Punto C corresponde a una posición del ENP con la que se obtiene una capacidad a flexión igual a la del Punto B pero incluyendo carga axial en la sección compuesta; el Punto D corresponde a una posición del ENP que coincide con la del eje centroidal de la sección, y que da como resultado la máxima capacidad a flexión y la mitad de la resistencia a carga axial obtenida en el Punto C. El Punto D es el punto de balance del diagrama de interacción. El Punto E es un punto adicional que corresponde a una posición del ENP intermedia a la de los Puntos A y C.

El diagrama de interacción nominal P-M (A-B-C-D-E) representa la capacidad nominal de una columna corta sin considerar efectos de longitud. El diagrama de interacción nominal P'-M' (A'-B'-C'-D'-E') se construye multiplicando la capacidad axial nominal del diagrama de interacción A-B-C-D-E por un factor de reducción por esbeltez,  $\lambda$ , que considera los efectos de longitud de la columna compuesta. Este factor es igual a la relación  $P_n/P_{no}$ , en donde  $P_n$  y  $P_{no}$  es la resistencia a la compresión axial nominal y plástica, respectivamente (ver Sección 4.3.2.1.3(a)). Finalmente, el diagrama de interacción de diseño P''-M'' (A''-B''-C''-D''-E'') se crea multiplicando tanto las abscisas como las ordenadas del diagrama de interacción nominal A'-B'-C'-D'-E' por los respectivos factores de reducción de resistencia (a compresión y a flexión) de acuerdo al Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Método

LRFD). Los diagramas de interacción nominal y de diseño de columnas CFT son presentados de manera esquemática en la Figura 4.8.

#### 4.3.2.2. Vigas de Acero Tipo “I” Armadas a Base de Placas Soldadas.

##### 4.3.2.2.1. Relaciones Ancho-Espesor.

Como se mencionó en la Sección 4.3.2.1.1, para el caso de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos Especiales, los límites de las relaciones ancho-espesor a considerar deben ser los correspondientes a miembros altamente dúctiles. Los límites para vigas son obtenidos de la Tabla D1.1 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) y se presentan a continuación:

Para las alas de perfiles tipo “I” laminados en caliente o soldados,

$$b_f/2t_f \leq \lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (4-40)$$

Para el alma de perfiles tipo “I” laminados en caliente o soldados,

$$h/t_w \leq \lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (4-41)$$

donde,

$b_f$ :	Ancho del ala de la viga metálica tipo "I"
$t_f$ :	Espesor del ala de la viga metálica tipo "I"
$h$ :	Altura del alma de la viga metálica tipo "I"
$t_w$ :	Espesor del alma de la viga metálica tipo "I"
$\lambda_{hd}$ :	Límite de la relación ancho-espesor para miembros de acero altamente dúctiles
$E_s$ :	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$F_y$ :	Esfuerzo de fluencia del material de la viga metálica tipo "I"

Es importante comentar que el Capítulo NEC-SE-AC de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), en su Sección 8.1, permite usar los valores de los límites de la relación ancho-espesor incrementados en un 15%, es decir, multiplicados por 1.15 para el caso en que se tenga estructuras Tipo 1. Este incremento se permite debido a que Emén (2008) demostró mediante análisis no lineales que las estructuras Tipo 1 presentan una sobrerresistencia mayor que las estructuras Tipo 2 para movimientos de terreno compatibles con el Sismo de Diseño. De esta manera se obtienen estructuras Tipo 1 más económicas. No obstante, dado que este requerimiento forma parte de las disposiciones de diseño de Pórticos Especiales a Momento de Acero de la

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), el mismo no ha sido considerado en este estudio.

#### 4.3.2.2.2. Arriostramiento Lateral de Vigas.

De acuerdo a la Sección D1.2b de AISC 341-10 (AISC, 2010b), las alas de vigas, consideradas como miembros altamente dúctiles, deben ser provistas de arriostramiento lateral, con un espaciamiento máximo,  $L_{b,máx}$ , igual a:

$$L_{b,máx} = 0.086r_y \frac{E_s}{F_y} \quad (4-42)$$

donde,

$r_y$  : Radio de giro mínimo de la viga metálica tipo "I"

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material de la viga metálica tipo "I"

El arriostramiento lateral debe ser colocado cerca de cargas concentradas, cambios de sección transversal y otros sitios donde el análisis indique que habrá formación articulaciones plásticas.

#### 4.3.2.2.3. Capacidad de las Vigas.

##### (a) Resistencia a la flexión.

La resistencia a la flexión nominal de las vigas está basada en el estado límite de fluencia, y se calcula de la siguiente forma:

$$M_n = M_p \quad (4-43a)$$

$$M_p = F_y Z_x \quad (4-43b)$$

donde,

$M_n$  : Resistencia a flexión nominal de la viga metálica tipo "I"

$M_p$  : Resistencia a flexión plástica de la viga metálica tipo "I"

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material de la viga metálica tipo "I"

$Z_x$  : Módulo plástico alrededor del eje fuerte de la sección transversal de la viga metálica tipo "I"

Por otra parte, la resistencia a flexión de diseño,  $\phi_b M_n$ , es igual a:

$$\phi_b M_n = \phi_b \times M_n \quad (4-44)$$

donde,

$\phi_b$  : Factor de resistencia para vigas metálicas sujetas a flexión,  $\phi_b = 0.90$

$M_n$  : Resistencia a flexión nominal de la viga metálica tipo "I"

**(b) Resistencia al cortante.**

La resistencia al cortante nominal se calcula de la siguiente forma:

$$V_n = 0.6F_y A_w \quad (4-45)$$

$$A_w = ht_w \quad (4-46)$$

donde,

$V_n$  : Resistencia al cortante nominal de la viga metálica tipo "I"

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material de la viga metálica tipo "I"

$A_w$  : Área del alma de la viga metálica tipo "I"

$h$  : Altura del alma de la viga metálica tipo "I"

$t_w$  : Espesor del alma de la viga metálica tipo "I"

Por otra parte, la resistencia a cortante de diseño,  $\phi_v V_n$ , es igual a:

$$\phi_v V_n = \phi_v \times V_n \quad (4-47)$$

donde,

$\phi_v$  : Factor de resistencia para vigas metálicas sujetas a cortante,  $\phi_v = 0.90$

$V_n$  : Resistencia al cortante nominal de la viga metálica tipo "I"

#### **4.3.2.3. Conexiones a Momento Viga-Columna.**

En este estudio se propone el uso de una conexión a momento viga-columna CFT soldada con diafragmas interiores, la cual fue ilustrada previamente en la Sección 2.4.3. La Conexión a Momento con Viga de Sección Reducida (CVSR) fue utilizada en los PRMC del edificio prototipo. Esta conexión pertenece al grupo de conexiones precalificadas soldadas incluidas en la especificación AISC 358-10 (AISC, 2010c). Una calificación precalificada es aquella que puede ser aplicada sin necesidad de una verificación analítica o experimental ya que han demostrado tener un adecuado desempeño sísmico; los requerimientos, limitaciones y procedimientos de diseño conexiones precalificadas están establecidos en AISC 358-10 (AISC, 2010c). Sin embargo, los detalles de las CVSR no han sido desarrollados para el caso en

que se tengan columnas CFT. Por tal motivo, el diseño fue adaptado con la finalidad de obtener detalles de una CVSR con una columna CFT que puedan ser sometidos a un proceso de calificación en futuros estudios experimentales.

El diseño de las conexiones viga-columna de los PRMC del edificio prototipo fue realizado siguiendo las disposiciones del Capítulo 5 de AISC 358-10 (AISC, 2010c).

#### **4.3.2.3.1. Concepto de las CVSR.**

En una conexión con viga de sección reducida (CVSR), una porción de las alas de la viga tienen un corte circular ubicado en la zona adyacente a la conexión de la viga con la columna, tal como se ilustra en la Figura 4.9. En este tipo de conexión se espera que la fluencia y la formación de articulaciones plásticas se produzcan dentro de la región donde la sección transversal de la viga haya sido reducida, y de este modo se limite la demanda de momento y de deformaciones inelásticas que se desarrollan en la cara de la columna. (AISC, 2010c)

#### **4.3.2.3.2. Límites de Precalificación de CVSR.**

##### **(a) Limitaciones para vigas**

De acuerdo a la Sección 5.3.1 de AISC 358-10 (AISC, 2010c), las vigas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deberán ser perfiles W laminados en caliente o perfiles armados tipo "I" conforme a los requerimientos de la Sección 2.3 de ASIC 358-10 (AISC, 2010c).
- (2) El peralte de la viga está limitado al de un perfil laminado en caliente W36 (W920). El peralte de secciones armadas no deberá exceder aquel permitido para perfiles W laminados en caliente, es decir 920 mm.
- (3) El peso por unidad de longitud de la viga está limitado a 300 lb/ft (447 kg/m).
- (4) El espesor de las alas de la viga está limitado a  $1\frac{3}{4}$  in. (44 mm).
- (5) La relación luz libre-peralte de la viga,  $L_n/d$ , debe ser mayor o igual a 7 para PRMC Especiales.
- (6) Relaciones ancho-espesor de vigas de acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010b), y según lo expuesto en la Sección 4.2.3.

- (7) Arriostramiento lateral de vigas de acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010b), y según lo expuesto en la Sección 4.2.3.
- (8) La zona protegida consistirá en la porción de viga entre la cara de la columna y el final de la sección reducida más alejado de la cara de la columna.

**(b) Limitaciones para columnas**

De acuerdo a la Sección 5.3.1 de AISC 358-10 (AISC, 2010c), las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las columnas deberán ser perfiles W laminados en caliente o perfiles armados conforme a los requerimientos de la Sección 2.3 de AISC 358-10 (AISC, 2010c).
- (2) Las vigas deberán ser conectadas a las alas de la columna.
- (3) El peralte de la columna está limitado al de un perfil laminado en caliente W36 (W920). El peralte de secciones armadas no deberá exceder aquel permitido para perfiles W laminados en caliente, es decir 920 mm. Las

columnas cruciformes con alas no deberán tener un ancho o peralte mayor al peralte permitido para perfiles laminados en caliente. Las columnas armadas tipo “cajón” no deberán tener un ancho o peralte que exceda 24 in. (610 mm). Las columnas de ala ancha encajonada no deben tener un ancho o peralte que exceda las 24 in. (610 mm) si forma parte de un pórtico resistente a momento ortogonal.

- (4) No existe límite para el peso por unidad de longitud de las columnas.
- (5) No existen requerimientos adicionales para el espesor de las alas.
- (6) Relaciones ancho-espesor de columnas de acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010b), y según lo expuesto en la Sección 4.2.3.
- (7) Arriostramiento lateral de vigas de acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010b), y según lo expuesto en la Sección 4.2.3.
- (8) Arriostramiento lateral de columnas de acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010a).

**(c) Limitaciones para la soldadura entre las alas de la viga y el ala de la columna**

De acuerdo a la Sección 5.5 de AISC 358-10 (AISC, 2010c), la conexión entre las alas de la viga y el ala de la columna deberá cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las alas de la viga deberán ser conectadas a las alas de la columna usando soldadura de ranura de penetración completa (SRPC). Las soldaduras del ala de la viga deberán satisfacer los requerimientos para soldaduras de demanda crítica según AISC 341-10 (AISC, 2010b).
- (2) La geometría de los agujeros de acceso de la soldadura deberá ajustarse a los requerimientos de AISC 360-10 (AISC, 2010a).

**(d) Limitaciones para la soldadura entre el alma de la viga y el ala de la columna**

De acuerdo a la Sección 5.6 de AISC 358-10 (AISC, 2010c), la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna deberá cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) La resistencia requerida de la conexión del alma de la viga deberá ser determinada de acuerdo a la Ecuación 4-63.
- (2) Para sistemas de pórticos a momento especiales, como es el caso de los PRMC, el alma de la viga deberá ser conectada al ala de la columna usando soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) cuya extensión será igual a la distancia entre agujeros de acceso. La conexión de la placa de cortante se extenderá entre los agujeros de acceso, tal como se muestra en la Figura 4.10. Se permitirá que la conexión de la placa de cortante sea usada como respaldo para la SRPC. El espesor de la placa de cortante deberá ser al menos de 10 mm (3/8 in). No se requieren platinas de soldadura (weld tabs, por su nombre en inglés) en los extremos de la SRPC en el alma de la viga. Se permiten agujeros de pernos en el alma de la viga para efectos de montaje.

#### **4.3.2.3.3. Procedimiento de Diseño de CVSR.**

En la Sección 5.8 de AISC 358-10 (AISC, 2010c) se especifica un procedimiento de diseño para CVSR, el cual se resume a continuación:

**Paso 1.** Determinar los parámetros geométricos ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $R$ ) que definen la reducción de la sección de la viga (ver Figura 4.9 y 4.10):

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f \quad (4-48)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (4-49)$$

$$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f \quad (4-50)$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (4-51)$$

donde,

- a : Distancia desde la cara de la columna hasta el inicio del corte de las alas de la viga
- b : Longitud de la porción de viga con sección reducida
- c : Profundidad del corte en el centro de la reducción de la sección de la viga
- R : Radio de corte
- b<sub>f</sub> : Ancho del ala de la viga
- d : Peralte de la viga

**Paso 2.** Calcular el módulo plástico de la sección en el centro de la sección reducida de la viga:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (4-52)$$

donde,

$Z_{RBS}$  : Módulo plástico de la sección en el centro de la sección reducida de la viga

$Z_x$  : Módulo plástico de la sección alrededor del eje fuerte (x-x), para la sección transversal total de la vigas (sin reducción)

$c$  : Profundidad del corte en el centro de la reducción de la sección de la viga

$t_{bf}$  : Espesor del ala de la viga

**Paso 3.** Calcular el momento probable máximo en el centro de la sección reducida de la viga:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} \quad (4-53)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (4-54)$$

donde,

$M_{pr}$ :	Momento probable máximo en el centro de la sección reducida de la viga
$C_{pr}$ :	Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión
$F_y$ :	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero
$F_u$ :	Resistencia mínima a la tensión especificada del acero
$R_y$ :	Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, $F_y$ , del acero
$Z_{RBS}$ :	Módulo plástico de la sección en el centro de la sección reducida de la viga

**Paso 4.** Calcular la fuerza cortante en el centro de la sección reducida en cada extremo de la viga:

La fuerza cortante en el centro de las secciones reducidas de la viga,  $V_{RBS}$ , debe ser determinada a partir del diagrama de cuerpo libre (DCL) de la porción de viga entre centroides de las secciones reducidas de la viga. Un esquema de este DCL se presenta en la Figura 4.11. Este cálculo asumirá que el momento que actúa en el centro de las secciones reducidas de la viga es igual a  $M_{pr}$ , e incluirá la fuerza cortante debido a la combinación de cargas gravitacionales solamente (i.e., carga muerta y carga viva).

**Paso 5.** Calcular el momento probable máximo en la cara de la columna:

El momento en la cara de la columna se calculará a partir del DCL del segmento de viga entre el centro de la sección reducida de la viga y la cara de la columna, tal como se muestra en la Figura 4.12.

En base a este DCL, el momento en la cara de la columna se calcula de la siguiente manera:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (4-55)$$

donde,

$M_f$  : Momento probable máximo en la cara de la columna

$M_{pr}$  : Momento probable máximo en el centro de la sección reducida de la viga

$V_{RBS}$  : El mayor de los dos valores de fuerza cortante calculados en el centro de la sección reducida en cada extremo de la viga

$S_h$  : Distancia medida desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica

El valor de  $S_h$  puede ser calculado de la siguiente manera:

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad (4-56)$$

donde,

- a : Distancia desde la cara de la columna hasta el inicio del corte de las alas de la viga
- b : Longitud de la porción de viga con sección reducida

**Paso 6.** Calcular el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (4-57)$$

donde,

- $M_{pe}$  : Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable
- $R_y$  : Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero
- $F_y$  : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero

$Z_x$  : Módulo plástico de la sección de la viga

**Paso 7.** Revisar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna:

$$\phi_d \times M_{pe} \geq M_f \quad (4-58)$$

donde,

$\phi_d$  : Factor de resistencia para estados límite dúctiles,  $\phi_d = 1.00$

$M_{pe}$  : Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable

$M_f$  : Momento probable máximo en la cara de la columna

Si la Ecuación 4-58 no se cumple, se deben ajustar los valores de c, a y b, o ajustar el tamaño de la sección de la viga, y repetir los Pasos 2 a 7.

**Paso 8.** Determinar la resistencia a cortante requerida de la viga y de la conexión entre el alma de la viga y la columna, de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (4-59)$$

donde,

$V_u$  : resistencia a cortante requerida de la viga y de la conexión entre el alma de la viga y la columna

$M_{pr}$  : Momento probable máximo en el centro de la sección reducida de la viga

$L_h$  : Distancia entre las ubicaciones de articulaciones plásticas

$V_{grav}$  : Fuerza cortante en la viga resultado de la combinación que incluye solamente cargas gravitacionales (i.e., carga muerta y carga viva)

Revisar la resistencia a cortante de diseño de la viga de acuerdo a la Sección 4.3.2.2.3(b).

**Paso 9.** Diseñar la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna de acuerdo a la Sección 4.3.2.3.2(d).

**Paso 10.** Revisar los requerimientos de placas de continuidad de acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010b).

Para el caso de los PRMC, en la Sección G3.6f de AISC 341-10 (AISC, 2010b) se establece que en columnas CFT se permiten diafragmas exteriores e interiores.

El espesor de las placas de continuidad, o diafragmas, deberá ser por lo menos igual al espesor de las alas de la viga.

Las placas de diafragmas deben ser soldadas alrededor de todo el perímetro del perfil tubular de la columna CFT usando ya sea soldadura de ranura de penetración completa o soldadura de filete a doble cara. La resistencia requerida de estas conexiones no deberá ser menor que la resistencia disponible del área de contacto de la placa de continuidad con los lados de la columna.

En columnas CFT, las placas de continuidad, o diafragmas interiores, deberá tener un orificio circular lo suficientemente grande para permitir el vertido del hormigón.

**Paso 11.** Revisar el criterio de columna fuerte-viga débil de acuerdo a la Sección 4.3.2.4, y determinar la resistencia de la zona de panel de acuerdo a la Sección 4.3.2.5.

#### 4.3.2.4. Criterio de Columna Fuerte-Viga Débil en PRMC

De acuerdo a AISC 341-10 (AISC, 2010b), en los PRMC la siguiente relación debe satisfacerse en la conexión viga-columna:

$$\frac{\Sigma M^*_{pcc}}{\Sigma M^*_{p,exp}} > 1.0 \quad (4-60)$$

donde,

$\Sigma M^*_{pcc}$  : Suma de los momentos en las columnas sobre y debajo de la intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas.  $\Sigma M^*_{pcc}$  se determina sumando las resistencias a flexión nominales,  $M_{pcc}$ , de las columnas compuestas, sobre y debajo del nudo viga-columna, considerando una reducción por la carga axial que actúa en la columna

$\Sigma M^*_{p,exp}$  : Suma de los momentos en las vigas metálicas en la intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas.  $\Sigma M^*_{p,exp}$  se determina sumando las resistencias a flexión probables,  $M_{p,exp}$ , de las vigas metálicas, a la derecha e izquierda del nudo viga-columna, en las zonas de articulaciones plásticas

Para determinar la resistencia a flexión nominal de las columnas compuestas,  $M_{pcc}$ , se emplea la curva de interacción nominal, descrita previamente en la Sección 4.3.6, considerando la carga axial última que actúa en la columna.

La sumatoria de las resistencias a flexión probables de las vigas se determina de la siguiente manera:

$$\sum M_{p,exp}^* = \sum (1.1M_{p,exp} + M_{uv}) \quad (4-61a)$$

$$\sum M_{p,exp}^* = \sum (1.1M_{pr} + M_{uv}) \quad (4-61b)$$

$$\sum M_{p,exp}^* = \sum (1.1C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} + M_{uv}) \quad (4-61c)$$

$$M_{uv} = V_{RBS} \left( \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} \right) \quad (4-62)$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (4-63)$$

donde,

$M_{p,exp}$  : Resistencia a flexión nominal probable de la viga,  $M_{p,exp} = M_{pr}$

- $M_{pr}$  : Momento probable máximo en el centro de la sección reducida de la viga
- $C_{pr}$  : Factor que toma en cuenta la máxima resistencia de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión
- $R_y$  : Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero
- $F_y$  : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero
- $Z_{RBS}$  : Módulo plástico de la sección en el centro de la sección reducida de la viga
- $M_{uv}$  : Momento adicional debido a la amplificación de fuerza cortante que se produce en la articulación plástica, con respecto al eje centroidal de la columna
- $V_{RBS}$  : El mayor de los dos valores de fuerza cortante calculados en el centro de la sección reducida en cada extremo de la viga

#### **4.3.2.5. Zona de Panel de la Columna CFT.**

El código ACI 318 (ACI, 2011) establece expresiones para determinar la resistencia al cortante del nudo viga-columna (zona de panel) en pórticos resistentes a momento especiales sujetos a carga sísmica. No se establecen disposiciones particulares para columnas compuestas CFT. De acuerdo a

Herrera (2005), si se asume que un nudo viga-columna CFT puede considerarse como un nudo confinado por sus cuatro caras, la resistencia al cortante del relleno de hormigón viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{c,ZP} = 5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j \quad (4-64a)$$

$$V_{c,ZP} = 5.3\lambda\sqrt{f'_c}b_c^2 \quad (4-64b)$$

donde,

- $V_{c,ZP}$  : Resistencia al cortante nominal del relleno de hormigón en la zona de panel de la columna CFT
- $\lambda$  : Factor igual a 1.0 para hormigones de peso normal
- $f'_c$  : Resistencia a la compresión del hormigón, en kg/cm<sup>2</sup>
- $A_j$  : Área efectiva de la sección transversal de hormigón dentro del nudo viga-columna CFT, en cm<sup>2</sup>
- $b_c$  : Dimensión del relleno de hormigón de la columna CFT

### **4.3.3. Criterios de Análisis y Diseño de Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR).**

#### **4.3.3.1. Arriostramientos de Pandeo Restringido (APR).**

##### **4.3.3.1.1. Rigidez Axial de los APR y Criterios para su Modelamiento.**

Tal como se discutió en la Sección 2.2.2.2.3(a), el APR no tiene una sección constante en toda su longitud, sino que se divide en tres zonas: el segmento de fluencia cuya sección transversal corresponde a la del núcleo de acero y por ende la de menor área, las zonas de transición y las zonas de conexión. Debido a que la resistencia del APR está controlada por la sección del núcleo de acero, en el modelo matemático utilizado para el análisis los APR pueden ser representados como elementos lineales (frames) con una sección transversal constante igual a la del núcleo de acero, y una longitud que es medida entre los puntos de intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas. No obstante, la rigidez axial de dichos elementos (APR) debe ser modificada a fin de tomar en cuenta el hecho de que la longitud del segmento de fluencia (núcleo de acero) es menor que la longitud del elemento que representa al APR en el modelo matemático, tal como se ilustra en la Figura 4.13.

Dependiendo del tipo de conexión y la configuración del APR, la relación entre la longitud del segmento de fluencia y la longitud medida entre los puntos de intersección de los ejes de vigas y columnas puede variar entre 0.5 y 0.7 (Hussain, et al., 2006; Wijanto, 2012). De esta forma, la rigidez axial del arriostramiento debe multiplicarse por un factor que varía de 1.4 a 2.0 para considerar los ajustes de longitud. Las siguientes ecuaciones ilustran el procedimiento a seguir para determinar el factor de modificación de rigidez del APR a ser utilizado en el modelo matemático:

$$K_{APR} = \frac{E_s A_{sc}}{L_y} \quad (4-65)$$

$$K_{modelo} = \frac{(KF)E_s A_{sc}}{L_{CL-CL}} \quad (4-66)$$

$$\frac{L_y}{L_{CL-CL}} = 0.5 - 0.7$$

$$\text{Si } L_y = 0.7L_{CL-CL} \Rightarrow K_{modelo} = \frac{A_{sc}E_s}{0.7L_{CL-CL}} = \frac{1.43A_{sc}E_s}{L_{CL-CL}}$$

$$\text{Si } L_y = 0.5L_{CL-CL} \Rightarrow K_{modelo} = \frac{A_{sc}E_s}{0.5L_{CL-CL}} = \frac{2.00A_{sc}E_s}{L_{CL-CL}}$$

donde,

$K_{APR}$ :	Rigidez axial del APR
$K_{\text{modelo}}$ :	Rigidez axial del elemento lineal que representa al APR en el modelo matemático
$A_{sc}$ :	Área de la sección transversal del núcleo de acero del APR
$E_s$ :	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$L_y$ :	Longitud del segmento de fluencia
$L_{CL-CL}$ :	Longitud medida entre puntos de intersección de los ejes centroidales de vigas y columnas
$KF$ :	Factor de modificación de la rigidez axial del elemento lineal que representa al APR en el modelo matemático

Este factor de modificación de rigidez axial,  $KF$ , es propio de cada tipo de APR y puede ser definido una vez haya sido diseñado y detallado completamente el arriostramiento (APR), incluyendo sus conexiones. Por esta razón, durante la fase de diseño preliminar es necesario asumir el valor de dicho factor de rigidez axial ( $KF$ ) para incluirlo en el análisis estructural.

#### **4.3.3.1.2. Núcleo de Acero de los APR.**

El núcleo de acero es diseñado para resistir las fuerzas axiales generadas en los APR debido a la acción del sismo. Debido a que en este tipo de

arriostramientos la posibilidad de pandeo está prácticamente eliminada, el diseño del núcleo de acero es gobernado por el estado límite de fluencia, es decir, se asume una misma resistencia a carga axial en tensión y en compresión.

En relación a las fuerzas de diseño, de acuerdo a la Sección F4.3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b), los APR no deben ser diseñados para resistir cargas gravitacionales (i.e., carga muerta y carga viva), sino que deben diseñarse para resistir únicamente las cargas axiales, de tensión y compresión, que se desarrollan en los APR debido a la acción del sismo en la dirección de los PAPR.

El área de la sección transversal del núcleo de acero es determinada utilizando la Ecuación F4-1 de la Sección F4.4.5b(2) de AISC 341-10 (AISC, 2010b), de la siguiente manera:

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (4-67)$$

$$\phi P_{y_{sc}} \geq P_u \quad (4-68a)$$

$$\phi F_{y_{sc}} A_{sc} \geq P_u \quad (4-68b)$$

$$A_{sc} \geq \frac{P_u}{\phi F_{y_{sc}}} \quad (4-69)$$

$$A_{sc,mín} = \frac{P_u}{\phi F_{y_{sc}}} \quad (4-70)$$

donde,

$\phi P_{y_{sc}}$  : Resistencia axial de diseño en tensión y en compresión del APR, en ton

$\phi$  : Factor de resistencia del APR,  $\phi = 0.90$

$F_{y_{sc}}$  : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del núcleo del APR, en ton/cm<sup>2</sup>

$A_{sc}$  : Área de la sección transversal del núcleo de acero, en cm<sup>2</sup>

$P_u$  : Resistencia a carga axial requerida del APR, denominada también carga axial de diseño, en ton

$A_{sc,mín}$  : Mínima área de la sección transversal del núcleo de acero requerida para satisfacer la demanda de diseño, en cm<sup>2</sup>

Si se decide emplear como núcleo de acero del APR una placa plana, las dimensiones de la misma pueden establecerse usando la Ecuación 4-71, de forma que:

Para un espesor de placa,  $t_{sc}$ , constante:

$$A_{sc,mín} = \frac{P_u}{\phi F_{y_{sc}}} \quad (4-70)$$

$$b_{sc,mín} t_{sc} = \frac{P_u}{\phi F_{y_{sc}}} \quad (4-71a)$$

$$b_{sc,mín} = \frac{P_u}{\phi F_{y_{sc}} t_{sc}} \quad (4-71b)$$

donde,

$b_{sc,mín}$  : Ancho mínimo de la placa de acero del núcleo del APR para un espesor seleccionado

Para asegurar un comportamiento dúctil, el material del núcleo es típicamente acero ASTM A36.

#### **4.3.3.1.3. Capa de Material Antiadherente.**

Tal como se expuso en la Sección 2.2.2.2.3(b), en los APR se requiere colocar una capa de material antiadherente entre el núcleo de acero y el mecanismo de restricción del pandeo. Este material permite el deslizamiento del núcleo de acero respecto del mecanismo de restricción del pandeo, es decir, que el

núcleo puede expandirse en tracción o acortarse en compresión sin transmitir esfuerzos cortantes (por fricción) significativos al sistema de restricción del pandeo, lo cual significa que no existe una interacción directa entre estos componentes y por ende el núcleo de acero toma, en teoría, el 100% de la carga axial desarrollada en el APR, tal como se contempla en las disposiciones de diseño. Adicionalmente, esta capa antiadherente cumple la función de acomodar las deformaciones transversales del núcleo de acero (efecto Poisson) debido a su acortamiento o extensión cuando está sujeto a fuerzas de compresión o de tensión, respectivamente.

Como ya se mencionó en la Sección 2.2.2.2.3(b), se han investigado varias alternativas y materiales para conformar esta capa antiadherente. En este estudio se pretendía proporcionar un diseño de APR con materiales disponibles en la industria local, de manera que su fabricación y aplicación en proyectos reales sea factible en un mediano o largo plazo. En consecuencia, se decidió adoptar los mismos materiales empleados por Palazzo, et al. (2009) para la elaboración de la capa antiadherente de los APR desarrollados y ensayados en su investigación en vista de que dichos materiales pueden encontrarse en el medio local, y además han demostrado tener un desempeño adecuado.

De acuerdo a esta investigación el núcleo de acero es desligado del mecanismo de restricción del pandeo mediante una interfaz de tres capas: primero se aplica un teflonado al núcleo de acero, luego se coloca una capa de grasa común (sin especificaciones particulares), y finalmente se aplica un recubrimiento de neopreno. El espesor de la capa de neopreno es un parámetro importante a tomar en cuenta en el diseño, ya que si ésta es demasiado delgada no podrá acomodar las variaciones en la sección del núcleo debido al efecto Poisson, y si es muy gruesa el núcleo tendrá tendencia a fallar por pandeo flexionante en modos altos, reduciendo así la resistencia a la fatiga del APR. (Palazzo, et al., 2009)

#### **4.3.3.1.4. Mecanismo de Restricción del Pandeo.**

Este componente de los APR previene las fallas por pandeo global y/o local que pueda sufrir el núcleo de acero. El tipo de APR estudiado en esta tesis tiene un mecanismo de restricción del pandeo compuesto por dos elementos: el material de relleno y el tubo de acero exterior.

##### **(a) Material de relleno del mecanismo de restricción del pandeo.**

El material de relleno del mecanismo de restricción del pandeo generalmente es un mortero que, de acuerdo a recomendaciones de ciertas investigaciones

(Palazzo, et al., 2009; Wijanto, 2012; Gheidi, et al., 2011), debe cumplir con unos requerimientos mínimos para lograr un adecuado desempeño del APR.

Estos requerimientos se resumen a continuación:

- Una resistencia del mortero de entre  $250 \text{ kg/cm}^2$  y  $300 \text{ kg/cm}^2$  es considerada suficiente para prevenir el pandeo global y local del núcleo de acero. Morteros con resistencias superiores (hasta  $500 \text{ kg/cm}^2$ ) también han sido utilizados.
- El mortero debe ser auto-nivelante, ya que el poco espacio que queda entre el núcleo de acero y el tubo exterior no permite el uso de vibradores para lograr una buena compactación.
- El mortero debe ser trabajable y tener buenas características de fluidez para que sea fácilmente vertido. Adicionalmente, el mortero no debe presentar segregación o sangrado excesivo, para lo cual pueden usarse aditivos inclusores de aire.
- Es importante que la composición del mortero sea tal que éste no tenga retracción luego del fraguado.

- Debido al poco espacio que se dispone para el vertido del mortero, la mezcla debe contener agregados finos, con un TMA = 4.75 mm.

**(b) Tubo de acero exterior del mecanismo de restricción del pandeo.**

El tubo de acero exterior, llamado también camisa, consiste en un perfil tubular cuadrado, rectangular o circular, generalmente conformado en frío. El material de estos perfiles es usualmente acero ASTM A500 Grado B. Su función, junto con el relleno de mortero, es la de prevenir una falla por pandeo global y local del núcleo de acero, y por ende del APR. El criterio fundamental que se emplea para el dimensionamiento del tubo exterior está relacionado con la inestabilidad (pandeo) global del núcleo de acero. Este criterio fue inicialmente propuesto por Watanabe, et al. (1988), y posteriormente estudiado por Black, et al. (2002) y Guo, et al. (2005), y consiste en lograr que la carga crítica de pandeo elástico (o carga de Euler) del tubo exterior sea al menos 1.5 veces la carga axial de fluencia del núcleo de acero. De esta manera es posible encontrar las dimensiones adecuadas de la camisa de acero, ya que la carga de Euler del tubo exterior está ligada a su rigidez a flexión y la carga de fluencia representa la capacidad del APR. Matemáticamente el criterio propuesto por Watanabe, et al. (1988) puede ser expresado de la siguiente manera:

$$P_{E,tubo} \geq 1.5P_{ySC} \quad (4-72a)$$

$$\frac{\pi^2 E_s I_{tubo}}{(L_{tubo})^2} \geq 1.5 F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (4-72b)$$

$$I_{tubo} \geq \frac{1.5 F_{y_{sc}} A_{sc} (L_{tubo})^2}{\pi^2 E_s} \quad (4-73)$$

$$I_{tubo, \min} = \frac{1.5 F_{y_{sc}} A_{sc} (L_{tubo})^2}{\pi^2 E_s} \quad (4-74)$$

donde,

$P_{E, tubo}$  : Carga crítica de pandeo elástico (Carga de Euler) del tubo de acero exterior

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

$I_{tubo}$  : Momento de inercia del tubo de acero exterior

$L_{tubo}$  : Longitud del tubo de acero exterior

$P_{y_{sc}}$  : Carga axial de fluencia del APR

$F_{y_{sc}}$  : Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero

$A_{sc}$  : Área de la sección transversal del núcleo de acero

Actualmente la industria del acero en el Ecuador no dispone de perfiles tubulares lo suficientemente grandes para ser aplicados como camisa en los APR. Consecuentemente, en este estudio se optó por conformar el tubo de

acero exterior a base de la unión, mediante soldadura, de dos perfiles tipo C (canales) conformados en frío.

#### **4.3.3.1.5. Resistencia Ajustada de los APR.**

En el diseño de Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR) se asume que los únicos elementos que son capaces de llegar a la fluencia, y por ende donde ocurren las deformaciones inelásticas, son los APR. Por otro lado, el resto de componentes de los PAPR tienen un comportamiento esencialmente elástico. El núcleo de acero de los APR es diseñado para alcanzar la fluencia y posteriormente el endurecimiento por deformación, lo cual produce un incremento en la fuerza axial que se desarrolla en los arriostramientos, es decir, que existe una sobrerresistencia a causa de los ciclos repetitivos de carga a los que están sujetos los APR (ver Figura 4.14). Por lo tanto, el diseño de las conexiones y de los miembros adyacentes a los arriostramientos (i.e., vigas y columnas) debe considerar la máxima carga axial que pueda desarrollarse en los APR. Esta carga axial máxima, en tensión o en compresión, se denomina resistencia ajustada de los APR.

La resistencia ajustada de los APR, de acuerdo a la Sección F4.2a de AISC 341-10 (AISC, 2010b), se calcula multiplicando la carga axial de fluencia del APR por unos factores denominados de ajuste.

La resistencia ajustada del APR en compresión es igual a:

$$P_{ac} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4-75)$$

La resistencia ajustada del APR en tensión es igual a:

$$P_{at} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (4-76)$$

donde,

- $P_{ac}$  : Resistencia ajustada del APR en compresión
- $P_{at}$  : Resistencia ajustada del APR en tensión
- $\beta$  : Factor de ajuste de la resistencia a compresión
- $\omega$  : Factor de ajuste de endurecimiento por deformación
- $R_y$  : Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero
- $P_{y_{sc}}$  : Carga axial de fluencia del APR

Es importante mencionar que los factores de ajuste,  $\beta$  y  $\omega$ , deben ser determinados mediante ensayos de calificación realizados a los APR de acuerdo a la Sección K3.4c de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

El factor de ajuste de la resistencia a compresión,  $\beta$ , se calcula como la relación entre la máxima fuerza de compresión y la máxima fuerza de tensión medidas en los ensayos de calificación de APR. El valor de  $\beta$  no deber ser menor que 1.0.

$$\beta = \frac{C_{m\acute{a}x}}{T_{m\acute{a}x}} \quad (4-77)$$

$$\beta \geq 1.0 \quad (4-78)$$

donde,

$\beta$  : Factor de ajuste de la resistencia a compresión

$C_{m\acute{a}x}$  : Fuerza de compresión máxima obtenida mediante ensayos de calificación de APR

$T_{m\acute{a}x}$  : Fuerza de tensión máxima obtenida mediante ensayos de calificación de APR

El factor de ajuste de endurecimiento por deformación,  $\omega$ , se calcula como la relación entre la máxima fuerza de tensión y la fuerza axial de fluencia medidas en los ensayos de calificación de APR.

$$\omega = \frac{T_{m\acute{a}x}}{R_y P_{y_{sc}}} = \frac{T_{m\acute{a}x}}{R_y F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad (4-79)$$

donde,

- $\omega$  : Factor de ajuste de endurecimiento por deformación
- $T_{m\acute{a}x}$  : Fuerza de tensión máxima obtenida mediante ensayos de calificación de APR
- $R_y$  : Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero
- $P_{y_{sc}}$  : Carga axial de fluencia del APR
- $F_{y_{sc}}$  : Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero del APR
- $A_{sc}$  : Área de la sección transversal del núcleo de acero del APR

La Figura 4.15 ilustra una curva fuerza axial-deformación típica obtenida a partir de los ensayos de calificación de APR, donde se indican las resistencias ajustadas de APR en tensión y en compresión.

Debido a que la orientación de este estudio es netamente analítica y no tiene componente experimental, para el diseño de los PAPR del edificio prototipo analizado los valores de los factores de ajuste fueron asumidos en base a la revisión de la literatura disponible y las investigaciones experimentales realizadas a este tipo de arriostramientos (López & Sabelli, 2004; Merritt, et al.,

2003a; Merritt, et al., 2003b; Christopulos, 2005; Fuqua, 2009; SEAOC , 2006). De esta manera, los valores de los factores de ajuste  $\beta$  y  $\omega$  adoptados fueron 1.10 y 1.30, respectivamente.

#### **4.3.3.1.6. Conexiones de los APR.**

En la Sección 2.2.2.2.3 se presentó una descripción de los diferentes tipos de conexiones que pueden usarse en los arriostramientos de pandeo restringido (APR), así como las ventajas y desventajas, constructivas y de diseño, que cada uno de ellas tiene. La conexión empernada con placas de empalme, denominada también conexión empernada estándar, fue el tipo de conexión empleado en el diseño de los PAPR del edificio prototipo analizado, en vista de que su procedimiento de diseño es bastante sencillo y se asemeja al de las conexiones de arriostramientos concéntricos típicos, y además en la literatura existente (Christopulos, 2005) se pueden encontrar guías de diseño para este tipo de conexiones.

El procedimiento seguido para el diseño de las conexiones de los APR fue el desarrollado por Christopulos (2005). Los criterios más importantes contemplados en este procedimiento son descritos a continuación.

La Figura 4.16 muestra un esquema de la conexión de los APR que ha sido implementada en este estudio. Los componentes de esta conexión son los siguientes: placa gusset, placas de empalme, placas rigidizadoras y pernos.

**(a) Carga de diseño para las conexiones de los APR.**

De acuerdo a la Sección F4.6c(1) de AISC 341-10 (AISC, 2010b), las conexiones de los APR deben ser diseñadas para resistir una carga de diseño en tensión y en compresión igual a 1.1 veces la resistencia ajustada en compresión.

$$P_{u,con} = 1.1P_{ac} \quad (4-80a)$$

$$P_{u,con} = 1.1\beta\omega R_y P_{ysc} \quad (4-80b)$$

donde,

$P_{u,con}$  : Carga de diseño para las conexiones de APR

$P_{ac}$  : Resistencia ajustada del APR en compresión

$\beta$  : Factor de ajuste de la resistencia a compresión

$\omega$  : Factor de ajuste de endurecimiento por deformación

- $R_y$  : Relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero
- $P_{y_{sc}}$  : Carga axial de fluencia del APR

**(b) Diseño de las conexiones de extremo de los APR.**

En los extremos del APR, la placa que hace de núcleo acero se ensancha para efectos de ajustarse a la geometría de la conexión empernada. Adicionalmente, una par de placas, denominadas rigidizadoras, son colocadas a cada lado del núcleo en forma perpendicular, de forma que en cada extremo se tiene una sección transversal en forma de cruciforme. La Figura 4.17 ilustra el núcleo de acero de un APR, indicando sus diferentes partes: segmento de fluencia, zonas de transición y zonas de conexión.

En este estudio se empleó una conexión de deslizamiento crítico. Para los pernos se asumió material ASTM A325. El número y el tamaño de los pernos es determinado mediante la siguiente ecuación.

$$N_b = \frac{P_{u,con}}{\phi R_n} \quad (4-81)$$

donde,

- $N_b$  : Número de pernos
- $P_{u,con}$  : Carga de diseño para las conexiones de APR
- $\phi R_n$  : Resistencia de diseño de la conexión de deslizamiento crítico

La resistencia de diseño de la conexión de deslizamiento crítico es calculada de acuerdo a la Sección J3.8 de AISC 360-10 (AISC, 2010a), de la siguiente manera:

$$\phi R_n = \phi \mu D_u h_f T_b n_s \quad (4-82)$$

donde,

- $\phi R_n$  : Resistencia de diseño de la conexión de deslizamiento crítico
- $\phi$  : Factor de resistencia
- Para agujeros estándar y de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga,  $\phi = 1.00$
- Para agujeros holgados y de ranura corta paralela a la dirección de la carga,  $\phi = 0.85$
- Para agujeros de ranura larga,  $\phi = 1.00$
- $\mu$  : Coeficiente de deslizamiento promedio que depende del tipo de superficie
- Para superficies Clase A,  $\mu = 0.30$

Para superficies Clase B,  $\mu = 0.50$

$D_u$  : Factor que refleja la relación entre la tensión media de ajuste y la tensión mínima de ajuste especificada,  $D_u = 1.13$

$h_f$  : Factor para placas de relleno

(i) En donde no existen placas de relleno ó en donde los pernos han sido adicionados para distribuir las cargas en las placas de relleno:

$$h_f = 1.0$$

(ii) En donde los pernos no han sido adicionados para distribuir la carga en las placas de relleno:

(a) Para una placa de relleno entre las partes conectadas:

$$h_f = 1.0$$

(b) Para dos o más placas de relleno entre las partes conectadas:

$$h_f = 0.85$$

$T_b$  : Tensión mínima de ajuste en pernos

$n_s$  : Número de planos de deslizamiento requeridos para permitir que la conexión se deslice

La separación de los pernos y la distancia al borde es establecida de acuerdo a las Secciones J3.3, J3.4 y J3.5 de AISC 360-10 (AISC, 2010a). La Figura

4.18 presenta un esquema de la conexión de extremo del APR, en la cual se indica la disposición de los pernos.

La conexión de extremo del APR también debe ser revisada para los estados límites de fluencia y fractura.

Para el estado límite de fluencia, de acuerdo a la Sección D2(a) de AISC 360-10 (AISC, 2010a):

$$\phi R_n = \phi F_{ySC} A_g \geq P_{u,con} \quad (4-83)$$

donde,

$\phi R_n$  : Resistencia de diseño a la tensión para el estado límite de fluencia

$\phi$  : Factor de resistencia de elementos sujetos a tensión para el estado límite de fluencia,  $\phi = 0.90$

$F_{ySC}$  : Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero del APR

$A_g$  : Área gruesa de la sección transversal del núcleo de acero en las zonas de conexión

$P_{u,con}$  : Carga de diseño para las conexiones de APR

Para el estado límite de fractura, de acuerdo a la Sección D2(b) de AISC 360-10 (AISC, 2010a):

$$\phi R_n = \phi F_{usc} A_e \geq P_{u,con} \quad (4-84)$$

donde,

$\phi R_n$  : Resistencia de diseño a la tensión para el estado límite de fractura

$\phi$  : Factor de resistencia de elementos sujetos a tensión para el estado límite de fractura,  $\phi = 0.75$

$F_{usc}$  : Esfuerzo último del núcleo de acero del APR

$A_e$  : Área efectiva de la sección transversal del núcleo de acero en las zonas de conexión

$P_{u,con}$  : Carga de diseño para las conexiones de APR

Adicionalmente, se deben chequear los estados límites correspondientes a conexiones empernadas:

- Resistencia al cortante de pernos, de acuerdo a la Sección J3.6 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).

- Resistencia al aplastamiento de agujeros de pernos, de acuerdo a la Sección J3.10 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).
- Resistencia de bloque de cortante, de acuerdo a la Sección J4.3 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).

**(c) Diseño de las placas de empalme de la conexión del APR.**

En la Figura 4.19 se presenta otro esquema de la conexión del APR, en la cual se indica la geometría de las placas de empalme. Las placas de empalme deben ser dimensionadas y revisadas para los estados límites que se enlistan a continuación de acuerdo a AISC 360-10 (AISC, 2010a):

- Estado límite de fluencia, de acuerdo a la Sección D2(a) de AISC 360-10 (AISC, 2010a).
- Estado límite de fractura, de acuerdo a la Sección D2(b) de AISC 360-10 (AISC, 2010a).
- Resistencia al aplastamiento de agujeros de pernos, de acuerdo a la Sección J3.10 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).

- Resistencia de bloque de cortante, de acuerdo a la Sección J4.3 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).

**(d) Diseño de la placa gusset y las placas rigidizadoras de la conexión del APR.**

Las placas gusset son dimensionadas aplicando el Método de Fuerzas Uniformes (MFU). Este método, descrito en la Parte 13 del Manual de Construcción en Acero de AISC (AISC, 2005), establece la geometría de la placa gusset de manera que no se produzca momento en las tres interfases de la conexión (i.e., placa gusset-viga, placa gusset-columna y vig-columna) a causa de la fuerza transmitida por el arriostramiento. Como resultado del momento nulo, estas conexiones pueden ser diseñadas para cortante y/o tensión solamente (AISC, 2005). La intersección de los ejes centroidales de la viga, la columna y el arriostramiento se denomina “punto de trabajo” (work point, w.p., por su nombre y siglas en inglés), tal como se indica en la Figura 4.20.

Las dimensiones de la placa gusset,  $w_b$  y  $w_g$ , son determinadas en función de las dimensiones de la viga, la columna y el ángulo de inclinación del APR, de la siguiente manera:

$$e_b = \frac{d_b}{2} \quad (4-85)$$

$$e_c = \frac{d_c}{2} \quad (4-86)$$

$$\alpha_g = \frac{w_b}{2} \quad (4-87)$$

$$\beta_g = \frac{w_c}{2} \quad (4-88)$$

$$\tan(\theta_b) = \frac{e_c + \alpha_g}{e_b + \beta_g} \quad (4-89a)$$

$$(e_b + \beta_g) \tan(\theta_b) = e_c + \alpha_g \quad (4-89b)$$

$$e_b \tan(\theta_b) + \beta_g \tan(\theta_b) = e_c + \alpha_g \quad (4-89c)$$

$$e_b \tan(\theta_b) + \beta_g \tan(\theta_b) - e_c - \alpha_g = 0 \quad (4-89d)$$

$$\frac{d_b}{2} \tan(\theta_b) + \frac{w_c}{2} \tan(\theta_b) - \frac{d_c}{2} - \frac{w_b}{2} = 0 \quad (4-89e)$$

$$d_b \tan(\theta_b) + w_c \tan(\theta_b) - d_c - w_b = 0 \quad (4-89f)$$

donde,

$e_b$ :	La mitad de la altura de la viga
$d_b$ :	Altura de la viga
$e_c$ :	La mitad del ancho de la columna
$d_c$ :	Ancho de la columna
$\alpha_g$ :	Distancia desde la cara de la columna al centroide de la conexión entre la placa gusset y la viga
$w_b$ :	Dimensión de la placa gusset conectada a la viga
$\beta_g$ :	Distancia desde la parte superior de la viga al centroide de la conexión entre la placa gusset y la columna
$w_c$ :	Dimensión de la placa gusset conectada a la columna
$\theta_b$ :	Ángulo de inclinación del arriostramiento respecto a la columna

La placa gusset y las placas rigidizadoras deben ser revisada para los estados límites analizados en los demás componentes de la conexión del APR (i.e., conexión de extremo del núcleo y placas de empalme). Para ello tiene que aplicarse el Método de Whitmore (Whitmore, 1952). Este método consiste en definir un ancho equivalente, denominado ancho de la sección de Whitmore, basado en una distribución de los esfuerzos a lo largo de dos líneas trazadas a  $30^\circ$  a partir de los pernos de la primera fila, tal como se muestra en la Figura 4.21. En función de la geometría mostrada en la Figura 4.21, los siguientes

estados límites deben ser revisados tanto para la placa gusset como para las placas rigidizadora, de acuerdo a AISC 360-10 (AISC, 2010a):

- Estado límite de fluencia, de acuerdo a la Sección D2(a) de AISC 360-10 (AISC, 2010a).
- Estado límite de fractura, de acuerdo a la Sección D2(b) de AISC 360-10 (AISC, 2010a).
- Resistencia al aplastamiento de agujeros de pernos, de acuerdo a la Sección J3.10 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).
- Resistencia de bloque de cortante, de acuerdo a la Sección J4.3 de AISC 360-10 (AISC, 2010a).

De acuerdo a la Sección F4.6c(2) de AISC 341-10 (AISC, 2010b), el diseño de las placas gusset debe incluir consideraciones de pandeo local y pandeo global. Para ello debe aplicarse el Método de Thornton (Thornton, 1984), el cual permite evaluar la resistencia al pandeo de las placas gusset. Este método emplea el ancho de la sección de Whitmore para determinar la longitud de pandeo,  $L_t$ , de la placa gusset, la cual se calcula de la siguiente manera (ver Figura 4.22):

$$L_t = \min\left(l_2, \frac{l_1+l_2+l_3}{3}\right) \quad (4-90)$$

El coeficiente de pandeo,  $\lambda_t$ , es calculado en función de la longitud de pandeo de la placa gusset:

$$\lambda_t = \frac{kL_t}{\pi t_p} \sqrt{\frac{12F_{yp}}{E_s}} \quad (4-91)$$

donde,

- $\lambda_t$  : Coeficiente de pandeo de la placa gusset
- $k$  : Factor de longitud efectiva
  - $k = 0.5$  para placas gusset con bordes rectos
  - $k = 0.65$  para placas gusset con bordes inclinados
- $L_t$  : Longitud de pandeo de la placa gusset
- $t_p$  : Espesor de la placa gusset
- $F_{yp}$  : Esfuerzo de fluencia del material de la placa gusset
- $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto, la carga crítica de pandeo se evalúa de la siguiente forma:

Cuando  $\lambda_t \leq 1.5$  – Pandeo elástico:

$$P_{cr} = 0.658 \lambda_t^2 A_t F_{yp} \quad (4-92)$$

Cuando  $\lambda_t > 1.5$  – Pandeo inelástico:

$$P_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_t^2} A_t F_{yp} \quad (4-93)$$

$P_{cr}$  : Carga crítica de pandeo de la placa gusset

$\lambda_t$  : Coeficiente de pandeo de la placa gusset

$A_t$  : Área de la sección transversal a lo largo del ancho de la sección de Whitmore

$F_{yp}$  : Esfuerzo de fluencia del material de la placa gusset

**(e) Diseño de la conexión entre las placas gusset y las vigas/columnas del PAPR.**

El diseño de la conexión soldada entre las placas gusset y las vigas/columnas del PAPR está basado en el Método de Fuerzas Uniformes (MFU). La Figura 4.23 muestra el diagrama de cuerpo libre (DCL) de la placa gusset. Como se observa en esta figura, la conexión soldada está sujeta a fuerzas de corte y tensión a causa de la carga transmitida por el APR.

Las fuerzas de corte y tensión factoradas que actúan en la conexión son determinadas de la siguiente manera (AISC, 2005; Christopoulos, 2005):

$$V_{uc} = \frac{\beta_g}{r} P_{u,con} \quad (4-94)$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_{u,con} \quad (4-95)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_{u,con} \quad (4-96)$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha_g}{r} P_{u,con} \quad (4-97)$$

$$r = \sqrt{(\alpha_g + e_c)^2 + (\beta_g + e_b)^2} \quad (4-98)$$

donde,

$V_{uc}$  : Fuerza cortante factorada en la conexión entre la placa gusset y la columna

$H_{uc}$  : Fuerza de tensión factorada en la conexión entre la placa gusset y la columna

$V_{ub}$  : Fuerza de tensión factorada en la conexión entre la placa gusset y la viga

- $H_{ub}$  : Fuerza cortante factorada en la conexión entre la placa gusset y la viga
- $P_{u,con}$  : Carga de diseño para las conexiones de APRI
- $\alpha_g$  : Distancia desde la cara de la columna al centroide de la conexión entre la placa gusset y la viga
- $\beta_g$  : Distancia desde la cara de la columna al centroide de la conexión entre la placa gusset y la columna
- $e_b$  : La mitad de la altura de la viga
- $e_c$  : La mitad del ancho de la columna

Por otra parte, las fuerzas de diseño para las soldaduras,  $P_{uc}$  y  $P_{ub}$ , son calculadas realizando una transformación de las fuerzas de corte y tensión factoradas, así:

$$P_{uc} = \sqrt{V_{uc}^2 + H_{uc}^2} \quad (4-99)$$

$$\theta_{col} = \tan^{-1} \left( \frac{H_{uc}}{V_{uc}} \right) \quad (4-100)$$

$$P_{ub} = \sqrt{V_{ub}^2 + H_{ub}^2} \quad (4-101)$$

$$\theta_{beam} = \tan^{-1} \left( \frac{V_{ub}}{H_{ub}} \right) \quad (4-102)$$

donde,

$P_{uc}$  : Fuerza de diseño para la conexión entre la placa gusset y la columna

$\theta_{col}$  : Ángulo de inclinación de la fuerza  $P_{uc}$  respecto a la columna

$P_{ub}$  : Fuerza de diseño para la conexión entre la placa gusset y la viga

$\theta_{beam}$  : Ángulo de inclinación de la fuerza  $P_{ub}$  respecto a la viga

Si se emplea soldadura de filete, la resistencia de diseño de la misma se determina de acuerdo a la Ecuación 4-40:

$$\phi R_{nw} = 0.75 t_e (0.60 F_{EXX}) (1.0 + 0.50 (\sin \theta)^{1.5}) \quad (4-103)$$

donde,

$\phi R_{nw}$  : Resistencia de diseño de la soldadura de filete

$t_e$  : Garganta efectiva de la soldadura de filete

$F_{EXX}$  : Resistencia del electrodo

$\theta$  : Ángulo de la carga aplicada respecto al eje longitudinal de la soldadura

#### **4.3.3.2. Vigas y Columnas de PAPR.**

El diseño de las vigas y columnas de los PAPR debe considerar, además de la demanda a flexión, cortante y carga axial obtenida del análisis, la demanda de carga axial impuesta por el APR a los elementos adyacentes del pórtico (i.e., vigas y columnas). Esta demanda se produce por la sobrerresistencia del APR, debido a que luego de que el núcleo de acero alcanza la fluencia, éste entra en el rango de endurecimiento por deformación, y consecuentemente la carga axial desarrollada en el arriostramiento es mayor. Por lo tanto, dado el caso de que el APR alcance la fluencia, éste tendrá una resistencia ajustada en tensión y en compresión, tal como se explicó en la Sección 4.3.3.1.5. Esta carga axial de sobrerresistencia, o resistencia ajustada, debe ser incluida en el análisis de las vigas y las columnas del PAPR para el cálculo de su resistencia requerida, de manera que se cumpla con lo establecido en el diseño por capacidad. En el caso de los PAPR se espera que las deformaciones inelásticas debidas a la fluencia se produzcan fundamentalmente en el núcleo de acero de los APR, mientras que los demás componentes permanecen esencialmente en el rango elástico.

#### **4.3.3.3. Conexiones Viga-Columna de PAPR.**

En este estudio se ha considerado que las conexiones viga-columna de los PAPR del edificio prototipo sean del tipo totalmente restringidas, o rígidas, al igual que las empleadas en los PRMC. Por consiguiente, para las conexiones viga-columna de los PAPR se adoptaron CVSR, las cuales fueron diseñadas de acuerdo al procedimiento descrito en la Sección 4.3.2.3.3.

#### **4.4. Cargas.**

##### **4.4.1. Cargas Gravitacionales.**

La Tabla 4.1 resume la carga muerta, en toneladas por metro cuadrado ( $\text{ton/m}^2$ ), considerada en el diseño del edificio prototipo. La carga viva fue adoptada en base a los requerimientos de la norma “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) para edificios de oficinas, y sus valores se indican en la Tabla 4.2. Las reducciones de carga viva fueron establecidas de acuerdo a ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010).

La Tabla 4.3 detalla el peso sísmico efectivo,  $W$ , basado en la carga muerta (indicada en la Tabla 4.1) y el peso propio de los elementos estructurales (i.e., vigas, columnas y APR) del edificio prototipo. La estimación del peso sísmico

efectivo fue realizada, de acuerdo a ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), para determinar la carga sísmica utilizada en el análisis elástico del edificio. La carga viva no fue considerada en el cálculo de  $W$ .

#### **4.4.2. Cargas Sísmicas.**

Los efectos de la carga sísmica fueron determinados mediante un Análisis de Respuesta Espectral Modal. De acuerdo al procedimiento descrito en la Sección 12.9 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), las fuerzas internas de los elementos estructurales, reacciones y deformaciones de la estructura debidas a la acción sísmica son calculadas en función de los resultados del análisis modal y del Espectro de Respuesta Inelástico de Diseño. Para el cálculo de la carga sísmica se hicieron las siguientes consideraciones:

1. El peso sísmico efectivo  $W$  considera la suma de los pesos de la losa, placa colaborante (steel-panel), baldosas, paredes, instalaciones, vigas principales, vigas secundarias, columnas y arriostramientos. El valor del peso sísmico efectivo del edificio prototipo fue estimado en 7280 ton (i.e.,  $W = 7280$  ton).
2. La estructura en estudio corresponde a un edificio de oficinas típico. Por consiguiente, al mismo le corresponde una Categoría de Riesgo II, una

Categoría de Diseño Sísmico D y un Factor de Importancia,  $I_e$ , igual a 1.0 (i.e.,  $I_e = 1.0$ ).

3. Se asume que el edificio está ubicado sobre un suelo rígido, correspondiente a una Clase de Sitio D (ASCE, 2010).
4. En la construcción del Espectro de Respuesta Elástico de Diseño, se usaron los parámetros de aceleración espectral en roca correspondiente a un nivel sísmico MCE,  $S_s$  y  $S_1$ . Actualmente, los valores de dichos parámetros, a nivel mundial, pueden ser obtenidos accediendo a los mapas disponibles en el sitio web del Servicio Geológico de los Estados Unidos (United States Geological Survey, USGS, por su nombre y siglas en inglés), <http://www.earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/>, mediante la aplicación denominada “Herramienta de Diseño Sísmico a Nivel Mundial” (Worldwide Seismic Design Tool (Beta), por su nombre en inglés). Los valores obtenidos para la ciudad de Guayaquil, Ecuador fueron de 1.90g y 0.84g para la aceleración de respuesta espectral MCE para períodos cortos,  $S_s$ , y para un período igual a 1.0 segundo,  $S_1$ , respectivamente.
5. El SRCS del edificio prototipo está construido por dos sistemas estructurales. En la dirección X se tienen Pórticos Resistentes a Momento

Compuestos (PRMC), para los cuales ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) establece un factor de modificación de respuesta igual a 8 (i.e.,  $R = 8$ ), un factor de sobrerresistencia igual a 3 (i.e.,  $\Omega_0 = 3$ ), y un factor de amplificación de deflexiones igual a 5.5 (i.e.,  $C_d = 5.5$ ). Por otra parte, en la dirección Y se tiene una combinación de Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR) y Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC), para los cuales ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) estipula un factor de modificación de respuesta igual a 8 (i.e.,  $R = 8$ ), un factor de sobrerresistencia igual a 2.5 (i.e.,  $\Omega_0 = 2.5$ ), y un factor de amplificación de deflexiones igual a 5 (i.e.,  $C_d = 5$ ).

El procedimiento para la construcción del Espectro de Respuesta Elástico de Diseño se resume a continuación:

Conocidos los valores de los parámetros  $S_s$  y  $S_1$ , y el tipo de suelo de cimentación del edificio, es posible determinar los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  (ASCE, 2010). De acuerdo a la Tabla 11.4-1 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), a un sitio clase D con un valor de  $S_s$  igual a 1.90g le corresponde un coeficiente de sitio  $F_a$  de 1.0 (i.e.,  $F_a = 1.0$ ). Por otro lado, de acuerdo a la Tabla 11.4-2 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), a un sitio clase D con un valor de  $S_1$  igual a 0.84g le corresponde un coeficiente de sitio  $F_v$  de 1.5 (i.e.,  $F_v = 1.5$ ).

A continuación, se calcularon los valores de la aceleración espectral MCE ajustados por la clase de sitio, de la siguiente manera:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (4-104)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (4-105)$$

donde,

$S_{MS}$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para períodos cortos ajustada por la clase de sitio

$F_a$  : Coeficiente de sitio para períodos cortos

$S_S$  : Aceleración de respuesta espectral MCE en roca para períodos cortos

$S_{M1}$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para un período de 1.0 segundo ajustada por la clase de sitio

$F_v$  : Coeficiente de sitio para un período de 1.0 segundo

$S_1$  : Aceleración de respuesta espectral MCE en roca para un período de 1.0 segundo

En función de estas ecuaciones, se obtuvo un valor de  $S_{MS}$  igual a 1.90g (i.e.,  $S_{MS} = 1.90g$ ), y un valor de  $S_{M1}$  igual a 1.26g (i.e.,  $S_{M1} = 1.26g$ ).

Luego, se determinaron los valores de la aceleración espectral de diseño para períodos largos y para un período igual a 1.0 segundo, de la siguiente forma:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (4-106)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (4-107)$$

donde,

$S_{DS}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE) para períodos cortos

$S_{MS}$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para períodos cortos ajustada por la clase de sitio

$S_{D1}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE) para un período de 1.0 segundo

$S_{M1}$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para un período de 1.0 segundo

Al realizar las evaluaciones correspondientes se obtuvo como resultado una aceleración de respuesta espectral de diseño para períodos cortos,  $S_{DS}$ , igual

a 1.27g (i.e.,  $S_{DS} = 1.27g$ ), y una aceleración de respuesta espectral de diseño para un período igual a 1.0 segundo,  $S_{D1}$ , igual a 0.84g ( $S_{D1} = 0.84g$ ).

Finalmente, se construyó el Espectro de Respuesta Elástico de Diseño de acuerdo a la Sección 11.4.5 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010):

Para períodos menores que  $T_0$  (Región 1), la aceleración de respuesta espectral de diseño,  $S_a$ , se calcula de acuerdo a la Ecuación 4-108:

Región 1:  $T \leq T_0$

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (4-108)$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4-109)$$

Para períodos mayores o iguales que  $T_0$  y menores que  $T_s$  (Región 2), la aceleración de respuesta espectral de diseño,  $S_a$ , es igual a  $S_{DS}$ :

Región 2:  $T_0 \leq T < T_s$

$$S_a = S_{DS} \quad (4-110)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4-111)$$

Para períodos mayores que  $T_S$  y menores o iguales que  $T_L$ , la aceleración de respuesta espectral de diseño,  $S_a$ , se calcula según la Ecuación 4-112:

Región 3:  $T \geq T_S$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (4-112)$$

$$T_L = 4.00 \text{ s} \quad (4-113)$$

donde,

$S_a$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE)

$S_{DS}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE) para periodos cortos

$S_{D1}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño (DBE) para un período de 1.0 segundo

$T$  : Período la estructura en la dirección de análisis

$T_0$  : Período de transición de la Región 1 a la Región 2 del Espectro de Respuesta Elástico de Diseño

$T_s$  : Período de transición de la Región 2 a la Región 3 del Espectro de Respuesta Elástico de Diseño

$T_L$  : Período de transición a períodos largos

El Espectro de Respuesta Elástico de Diseño se presenta en la Figura 4.24.

El procedimiento para la construcción del Espectro de Respuesta Inelástico de Diseño, necesario para el Análisis de Respuesta Espectral Modal, se resume a continuación:

De acuerdo a la Sección 12.8.1.1 de ASCE/SEI 7-10, el coeficiente de respuesta sísmica,  $C_s$ , se calcula de la siguiente forma:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)} \quad (4-114)$$

donde,

$S_{DS}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño para períodos cortos

$R$  : Factor de modificación de respuesta del edificio en la dirección de análisis

$I_e$  : Factor de importancia

No obstante, el valor de  $C_s$  calculado mediante la Ecuación 4-115 no debe exceder el siguiente límite:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)^T} \quad \text{para } T \leq T_L \quad (4-115)$$

Adicionalmente, ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) establece valores mínimos para  $C_s$ , los cuales se indican a continuación:

$$C_{s,\text{mín}} = 0.044S_{DS}I_E \quad (4-116a)$$

$$C_{s,\text{mín}} = 0.01 \quad (4-116b)$$

$$C_{s,\text{mín}} = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_E}\right)} \quad \text{para } S_1 \geq 0.6g \quad (4-116c)$$

donde,

$S_{DS}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño para períodos cortos

- $S_{D1}$  : Aceleración de respuesta espectral de diseño para un período igual a 1.0 segundo
- $S_1$  : Aceleración de respuesta espectral MCE para un período de 1.0 segundo
- $R$  : Factor de modificación de respuesta del edificio en la dirección de análisis
- $I_e$  : Factor de importancia
- $T$  : Período la estructura en la dirección de análisis

El valor del coeficiente de respuesta sísmica mínimo,  $C_{s,mín}$ , obtenido para el análisis tanto en la dirección X (PRMC) como en la dirección Y (PAPR-PRMC) fue de 0.056 (i.e.,  $C_{s,mín} = 0.056$ ). El Espectro de Respuesta Inelástico de Diseño empleado en el análisis elástico del edificio prototipo se presenta en la Figura 4.25.

El cortante basal sísmico de diseño,  $V_{dis}$ , es calculado de la siguiente manera:

$$V_{dis} = C_s W \quad (4-117)$$

donde,

- $W$  : Peso sísmico efectivo

$C_s$  : Coeficiente de respuesta sísmica del edificio en la dirección de análisis

#### 4.4.3. Combinaciones de Carga

Las cargas de diseño y combinaciones de carga fueron establecidas de conformidad con ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010). Las combinaciones de carga consideradas para el análisis del edificio prototipo fueron las siguientes:

$$U_1 = 1.2D + 1.6L \quad (4-118)$$

$$U_2 = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L = 1.4D \pm \rho Q_E + 0.5L \quad (4-119)$$

$$U_3 = 0.9D \pm 1.0E + 0.5L = 0.7D \pm \rho Q_E \quad (4-120)$$

donde,

D : Carga muerta (ver Tabla 4.1)

L : Carga viva (ver Tabla 4.2)

E : Efecto combinado de las fuerzas sísmicas horizontales y verticales, definido en la Sección 12.4.2 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) de la siguiente manera,

$$E = \rho Q_E \pm 0.2S_{DS}D \text{ (con } S_{DS} = 1.0)$$

- $Q_E$  : Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales
- $\rho$  : Factor basado en la redundancia del sistema estructural, igual a 1.0 (ver Sección 12.3.4 de ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010))

Para diseñar el edificio en una condición crítica, se consideró una combinación ortogonal de los efectos de la carga sísmica, es decir, se aplicó el 100% de la carga sísmica en una dirección más el 30% de la carga sísmica en la dirección perpendicular.

#### **4.5. Análisis Elástico del Edificio Prototipo.**

Se utilizó el programa SAP2000 (Habibullah & Wilson, 1997) para realizar el análisis elástico del edificio prototipo. Se desarrolló un modelo matemático tridimensional (3D) de elementos finitos del edificio prototipo, el cual se ilustra en la Figura 4.26. El modelamiento y análisis del edificio prototipo estuvieron basados en una serie de suposiciones, las cuales se describen a continuación:

- Los cuatro pórticos orientados en la dirección X son Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC), mientras que en la dirección Y los pórticos exteriores son Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR) y los pórticos interiores son Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC);

- Ambos sistemas estructurales (PRMC y PAPER) resisten cargas gravitacionales y cargas sísmicas;
- No se modeló el efecto de los elementos no estructurales (i.e., paredes);
- A nivel de la planta baja, las columnas fueron empotradas;
- Se asignó la condición diafragma rígido a todos los nudos de un mismo nivel. Se asumió que los diafragmas de piso son lo suficientemente rígidos para distribuir las cargas sísmicas a cada uno de los PRMC y PAPER;
- No se consideró la flexibilidad de la zona de panel;
- Se asumieron conexiones totalmente restringidas para todos los pórticos (i.e., conexiones con vigas de sección reducida (CVSR));
- Se consideraron los efectos de torsión debido a una excentricidad accidental según lo recomendado por ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) en su Sección 12.8.4;

- No se modeló la conexión con vigas de sección reducida (CVSR);
- No se tomó en cuenta la interacción suelo – estructura;
- En los PRMC, para determinar las fuerzas internas de diseño de los miembros, la rigidez de las columnas compuestas fue establecida en base a las propiedades de la sección transformada no agrietada, descrita en la Sección 4.3.2.1.2. Además, en el diseño por resistencia se consideraron zonas rígidas en los extremos de vigas y columnas para tomar en cuenta sus dimensiones;
- En los PRMC, para determinar las derivas de entrepiso, la rigidez de las columnas compuestas fue establecida en base a las propiedades de la sección transformada agrietada (en un 50%), como se describe en la Sección 4.3.2.1.2. En el diseño por derivas no se consideraron zonas rígidas en los extremos de vigas y columnas, es decir, aquí se emplearon las dimensiones a los ejes centroidales de los elementos (i.e., vigas y columnas);
- En los PAPR, los arriostramientos de pandeo restringido (APR) fueron modelados como elementos lineales (frame elements, por su nombre en inglés), sin zonas rígidas, y a los cuales se les asignó la sección del

núcleo de acero correspondiente. El área de la sección transversal del núcleo de acero fue multiplicada por un factor igual a 1.8 para tomar en cuenta rigidez efectiva del arriostramiento, tal como se describe en la Sección 4.3.3.1.1, es decir, se asumió una relación entre la longitud del segmento de fluencia y la longitud total del elemento de alrededor de 0.55. Adicionalmente, se le asignó la condición de articulación a los extremos de los APR (i.e., momento flector igual a cero), debido a que se han usado conexiones empernadas estándar; y

- El pandeo y fluencia de los distintos elementos (i.e., vigas, columnas y APR) fueron omitidos en vista de que se trató de un análisis elástico.

#### **4.6. Diseño del Edificio Prototipo.**

El diseño del edificio prototipo, descrito en esta sección, se basó en disposiciones sísmicas de códigos Norteamericanos y recomendaciones de investigaciones previas, es decir, los criterios resumidos previamente en la Sección 4.3.

Las dimensiones finales de los elementos estructurales de los pórticos prototipo (PRMC y PAPER) se muestran en las Tablas 4.4, 4.5 y 4.6. La Tabla 4.4 indica las dimensiones de las vigas principales de los PRMC en la dirección

X, incluyendo la sección sin reducir y la sección reducida. La Tabla 4.5 indica las dimensiones de las vigas principales de los PRMC y PAPR en la dirección Y, incluyendo la sección sin reducir y la sección reducida. Finalmente, la Tabla 4.6 muestra las dimensiones de: las vigas secundarias; los APR, incluyendo el núcleo de acero y el tubo de acero exterior; y las columnas CFT del edificio prototipo.

Del análisis modal del edificio prototipo se obtuvo que el primer modo de vibración (de traslación) ocurre en la dirección X con un período igual a 3.11 segundos (i.e.,  $T_{1X} = 3.11$  s.), mientras que el segundo modo de vibración (de traslación) corresponde a la dirección Y con un período igual a 2.90 segundos (i.e.,  $T_{1Y} = 2.90$  s.). Las Figuras 4.27 a 4.33 muestran los resultados de análisis modal. Estas figuras ilustran, esquemáticamente, las deformadas de la estructura para cada uno de los primeros cinco modos de vibración con su correspondiente período.

#### **4.6.1. Requerimiento de Derivas de Entrepiso.**

El análisis elástico del edificio prototipo realizado en SAP2000 (Habibullah & Wilson, 1997) permitió la determinación de los desplazamientos laterales que sufre la estructura a causa de la fuerza sísmica, y consecuentemente el cálculo de las derivas de entrepiso de acuerdo a lo expuesto en la Sección 4.3.1.5. Se

verificó que, con las dimensiones de los elementos indicados en las Tablas 4.4, 4.5 y 4.6, la estructura no experimente valores de derivas de entrepiso mayores que la deriva de entrepiso admisible, esto es, un 2% de la altura de entrepiso (0.02 radianes), para dar cumplimiento al requerimiento establecido en ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010).

Las máximas derivas de entrepiso obtenidas fueron de 0.0181 y 0.0144 para el análisis en las direcciones X y Y, respectivamente. Por otra parte, los desplazamientos laterales elásticos amplificados (inelásticos) a nivel de cubierta fueron de 1111 mm, correspondiente a una deriva global de 0.0141, y 939 mm, correspondiente a una deriva global de 0.0119, para el análisis en las direcciones X y Y respectivamente.

Las Tablas 4.7 y 4.8 muestran el cálculo de las derivas de entrepiso en las direcciones X y Y, respectivamente. La Figura 4.34 ilustra la distribución de derivas de entrepiso del edificio prototipo en las direcciones X y Y. La Figura 4.35 indica los desplazamientos laterales a nivel de piso de la estructura en las direcciones X y Y.

Adicionalmente, se realizó un segundo análisis considerando que todos los pórticos orientados tanto en la dirección X como en la dirección Y eran PRMC, es decir, que en este análisis se suprimieron los arriostramientos (APR) de los

pórticos exteriores orientados en la dirección Y, sin variar las dimensiones de vigas ni de columnas. El objetivo fundamental de este análisis era el de evaluar la influencia de los APR en el control de los desplazamientos laterales y derivas de entrepiso de un edificio esbelto, como ocurre en la dirección Y del edificio prototipo ( $H/B_y \approx 5$ ).

Los resultados de la corrida del segundo modelo del edificio indican que las máximas derivas de entrepiso obtenidas fueron de 0.0181 y 0.0216 para el análisis en las direcciones X y Y, respectivamente. Por otra parte, los desplazamientos laterales elásticos amplificados (inelásticos) a nivel de cubierta fueron de 1111 mm, correspondiente a una deriva global de 0.0141, y 1343 mm, correspondiente a una deriva global de 0.0170, para el análisis en las direcciones X y Y respectivamente. Por consiguiente, si se considera que todos los pórticos del edificio son PRMC y se mantienen las mismas dimensiones de vigas y columnas indicadas en las Tablas 4.4, 4.5 y 4.6, la estructura no satisface el límite de derivas de entrepiso, estipulado en ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), para el análisis en la dirección Y. Además, se pudo constatar que la estructura sufrió un incremento del desplazamiento lateral a nivel de cubierta de alrededor del 43%. Estos resultados resaltan la influencia de los arriostramientos (APR) en estructuras esbeltas, la cual se ve reflejada en el aporte de resistencia y rigidez.

Las Figuras 4.36 y 4.37 ilustran gráficamente los resultados obtenidos en el segundo análisis realizado al edificio prototipo. La Figura 4.36 muestra la distribución de derivas de entrepiso en las direcciones X y Y, mientras que la Figura 4.37 indica los desplazamientos laterales a nivel de piso en las direcciones X y Y.

#### **4.6.2. Diseño de los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) del Edificio Prototipo.**

Los requerimientos de derivas de entrepiso controlaron la selección del tamaño de los miembros estructurales de los PRMC (i.e., vigas y columnas CFT). Adicionalmente, los componentes de los PRMC fueron dimensionados de manera que se cumpliera, en todos los casos, el criterio de columna fuerte-viga débil, según lo indicado en la Sección 4.3.2.4. Las columnas CFT y las vigas metálicas tipo “I” fueron diseñadas de acuerdo a los criterios descritos en las Secciones 4.3.2.1 y 4.3.2.2; los estados límites de los elementos más críticos fueron revisados de forma que no fueran excedidos. La capacidad a flexo-compresión de las columnas CFT fue determinada en base al Método de Distribución de Esfuerzos Plásticos, y ésta a su vez fue comparada con la demanda obtenida. La Figura 4.38 presenta los diagramas de interacción de diseño de las columnas CFT del edificio prototipo. Las dimensiones de todos los elementos estructurales fueron adoptadas de manera que se satisfagan los

límites de la relación ancho-espesor para miembros altamente dúctiles. Para los PRMC se empleó una conexión a momento viga-columna soldada con diafragmas interiores (placas de continuidad). En los PRMC del edificio prototipo se implementó la conexión a momento precalificada de vigas con sección reducida (CVSR). Las CVSR fueron diseñadas siguiendo el procedimiento expuesto en la Sección 4.3.2.3.

En las Tablas 4.9 y 4.10 se detallan las capacidades y demandas a flexión de las vigas principales de los PRMC orientados en las direcciones X y Y, respectivamente.

#### **4.6.3. Diseño de los Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido (PAPR) del Edificio Prototipo.**

En el caso de los PAPR, el diseño estuvo gobernado por resistencia. Tal como lo especifican los códigos, se asumió que el núcleo de acero de los APR resiste la carga axial total que se desarrolla en el arriostramiento debido a la acción sísmica. El área requerida de la sección transversal del núcleo de acero fue calculada en base al estado límite de fluencia en tensión y en compresión, según lo indicado en la Sección 4.3.3.1.2. El tamaño del tubo de acero exterior de los APR fue seleccionado empleando el criterio de Watanabe et al. (1988) presentado en la Sección 4.3.3.1.4(b). Los miembros adyacentes al

arriostramiento en los PAPR (i.e., vigas, columnas y conexiones) fueron diseñados aplicando los principios del diseño por capacidad. Para los APR se empleó una conexión empernada estándar con placas gusset. Los criterios para el diseño de las conexiones de los APR fueron descritos en la Sección 4.3.3.1.5. Las conexiones viga-columna de los PAPR, al igual que en los PRMC, son del tipo totalmente restringidas (o rígidas), es decir, se emplearon CVSR.

La Tabla 4.11 indica las capacidades y demandas a carga axial de los arriostramientos de pandeo restringido de los PAPR. La Tabla 4.12 muestra los factores de seguridad contra inestabilidad global adoptados para el mecanismo de restricción del pandeo de los APR.

#### **4.7. Resumen.**

En este capítulo se describieron los criterios más importantes que fueron empleados en el diseño del edificio prototipo. Estos criterios incluyen: la definición de los Objetivos del Diseño por Desempeño (ODD), los requerimientos de derivas de entrepiso, la evaluación de la capacidad de las columnas CFT, vigas de acero y arriostramientos de pandeo restringido, y el diseño de conexiones viga-columna (CVSR) y conexiones de APR.

Además, se presentaron las características generales del edificio prototipo, las cargas y combinaciones de carga consideradas, y los sistemas estructurales que conforman el Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS). Posteriormente, se realizó una descripción breve de las consideraciones realizadas para el desarrollo del modelo matemático empleado en el análisis del edificio prototipo, objeto de estudio en la presente investigación. Se utilizó un Análisis de Respuesta Espectral Modal de conformidad con lo establecido en ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010).

Finalmente, se resumieron los resultados más relevantes obtenidos en el análisis elástico del edificio prototipo. Se presentó un resumen del diseño de los pórticos prototipo (i.e., PRMC y PAPR) y sus componentes estructurales. Las dimensiones de los miembros (i.e., columnas CFT, vigas, y APR) fueron establecidas de manera que la estructura cumpliera con los requerimientos de resistencia y de rigidez establecidos en la normativa vigente.

**Tabla I.** Carga muerta para el edificio prototipo.

a) Pisos 1 al 23:

Descripción	Carga (ton/m <sup>2</sup> )
Losa, $e_{prom} = 10$ cm	0.24
Placa colaborante (steel panel), $e = 0.75$ mm	0.01
Baldosas	0.10
Paredes	0.18
Ductos y Varios	0.03
<b>Total</b>	<b>0.56</b>

b) Piso 24:

Descripción	Carga (ton/m <sup>2</sup> )
Losa, $e_{prom} = 10$ cm	0.24
Placa colaborante (steel panel), $e = 0.75$ mm	0.01
Baldosas	0.00
Paredes	0.09
Ductos y Varios	0.03
<b>Total</b>	<b>0.37</b>

**Tabla II.** Carga viva para el edificio prototipo.

a) Pisos 1 al 23:

Descripción	Carga (ton/m <sup>2</sup> )
Carga Viva para Edificios de Oficinas	0.30
<b>Total</b>	<b>0.30</b>

b) Piso 24:

Descripción	CARGA (ton/m <sup>2</sup> )
Carga Viva para Edificios de Oficinas	0.18
<b>Total</b>	<b>0.18</b>

**Tabla III.** Peso sísmico efectivo del edificio prototipo.

Piso	Peso Sísmico Efectivo, $W_i$ (ton)
24	224.64
1 al 23	306.72
<b>Total</b>	<b>7279.20</b>

**Tabla IV.** Dimensiones de las vigas principales de los PRMC orientados en la dirección X.

Piso	Sección Transversal							
	No Reducida		Reducida					
	Alas (mm)	Alma (mm)	a (mm)	b (mm)	c (mm)	R (mm)	Alas (mm)	Alma (mm)
21 al 24	250x18	500x8	150	400	40	520	170x18	500x8
17 al 20	250x20	500x8	150	400	40	520	170x20	500x8
13 al 16	275x20	550x10	160	450	45	585	185x20	550x10
9 al 12	275x22	550x10	160	450	45	585	185x22	550x10
5 al 8	300x22	600x10	180	500	50	650	200x22	600x10
1 al 4	300x25	600x10	180	500	50	650	200x25	600x10

**Tabla V.** Dimensiones de las vigas principales de los PRMC y PAPER orientados en la dirección Y.

Piso	Sección Transversal							
	No Reducida		Reducida					
	Alas (mm)	Alma (mm)	a (mm)	b (mm)	c (mm)	R (mm)	Alas (mm)	Alma (mm)
21 al 24	200x16	400x8	120	300	30	390	140x16	400x8
17 al 20	200x16	400x8	120	300	30	390	140x16	400x8
13 al 16	250x18	450x8	150	350	40	402.8	170x18	450x8
9 al 12	250x18	450x8	150	350	40	402.8	170x18	450x8
5 al 8	300x20	500x8	180	400	50	425	200x20	500x8
1 al 4	300x20	500x8	180	400	50	425	200x20	500x8

**Tabla VI.** Dimensiones de las vigas secundarias, arriostramientos de pandeo restringido y columnas CFT del edificio prototipo.

Piso	Vigas Secundarias		Arriostramientos de Pandeo Restringido		Columnas (mm)
	Alas (mm)	Alma (mm)	Núcleo de acero (mm)	Camisa de acero (mm)	
21 al 24	150x8	350x6	PL 60x15	□ 200x200x3	CFT 550 x 550 x 15
17 al 20	150x8	350x6	PL 80x15	□ 200x200x3	CFT 550 x 550 x 18
13 al 16	150x8	350x6	PL 100x15	□ 200x200x4	CFT 550 x 550 x 20
9 al 12	150x8	350x6	PL 100x18	□ 200x200x4	CFT 550 x 550 x 22
5 al 8	150x8	350x6	PL 120x18	□ 250x250x6	CFT 550 x 550 x 25
1 al 4	150x8	350x6	PL 120x20	□ 250x250x6	CFT 550 x 550 x 30

**Tabla VII.** Derivas de entrepiso obtenidas para en análisis en la dirección X.

Piso	$h_{sx}$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_{xi}$ (mm)	$\Delta_{xi} = \delta_{xi} - \delta_{(x-1)i}$ (mm)	$\theta_x = \Delta_{xi} / h_{sx}$ (rad)	$\theta_a$ (rad)	$\theta_x < \theta_a$
24	3250	183.7	1111.3	14.0	0.0043	0.020	OK
23	3250	181.4	1097.3	19.8	0.0061	0.020	OK
22	3250	178.1	1077.5	26.6	0.0082	0.020	OK
21	3250	173.7	1050.9	32.9	0.0101	0.020	OK
20	3250	168.3	1018.0	38.0	0.0117	0.020	OK
19	3250	162.0	980.0	43.1	0.0133	0.020	OK
18	3250	154.9	936.8	47.1	0.0145	0.020	OK
17	3250	147.1	889.7	48.2	0.0148	0.020	OK
16	3250	139.1	841.6	48.3	0.0149	0.020	OK
15	3250	131.1	793.2	50.8	0.0156	0.020	OK
14	3250	122.7	742.4	53.5	0.0165	0.020	OK
13	3250	113.9	688.9	55.2	0.0170	0.020	OK
12	3250	104.7	633.7	56.2	0.0173	0.020	OK
11	3250	95.5	577.5	57.8	0.0178	0.020	OK
10	3250	85.9	519.7	58.7	0.0181	0.020	OK
9	3250	76.2	461.0	56.7	0.0175	0.020	OK
8	3250	66.8	404.3	53.9	0.0166	0.020	OK
7	3250	57.9	350.4	54.1	0.0166	0.020	OK
6	3250	49.0	296.3	54.5	0.0168	0.020	OK
5	3250	40.0	241.8	53.7	0.0165	0.020	OK
4	3250	31.1	188.2	51.4	0.0158	0.020	OK
3	3250	22.6	136.7	50.5	0.0155	0.020	OK
2	3250	14.3	86.3	47.1	0.0145	0.020	OK
1	4250	6.5	39.2	39.2	0.0092	0.020	OK

**Tabla VIII.** Derivas de entrepiso obtenidas para en análisis en la dirección Y.

Piso	$h_{sx}$ (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_{xi}$ (mm)	$\Delta_{xi} = \delta_{xi} - \delta_{(x-1)i}$ (mm)	$\theta_x = \Delta_{xi} / h_{sx}$ (rad)	$\theta_a$ (rad)	$\theta_x < \theta_a$
24	3250	170.7	939.0	27.9	0.0086	0.020	OK
23	3250	165.7	911.1	32.3	0.0099	0.020	OK
22	3250	159.8	878.9	36.6	0.0113	0.020	OK
21	3250	153.1	842.3	40.4	0.0124	0.020	OK
20	3250	145.8	801.9	42.8	0.0132	0.020	OK
19	3250	138.0	759.1	45.2	0.0139	0.020	OK
18	3250	129.8	713.9	46.9	0.0144	0.020	OK
17	3250	121.3	666.9	46.2	0.0142	0.020	OK
16	3250	112.9	620.8	44.4	0.0137	0.020	OK
15	3250	104.8	576.3	44.9	0.0138	0.020	OK
14	3250	96.6	531.4	45.7	0.0141	0.020	OK
13	3250	88.3	485.7	46.2	0.0142	0.020	OK
12	3250	79.9	439.5	45.6	0.0140	0.020	OK
11	3250	71.6	394.0	45.5	0.0140	0.020	OK
10	3250	63.4	348.5	44.9	0.0138	0.020	OK
9	3250	55.2	303.6	42.2	0.0130	0.020	OK
8	3250	47.5	261.4	38.4	0.0118	0.020	OK
7	3250	40.6	223.0	37.1	0.0114	0.020	OK
6	3250	33.8	185.9	36.1	0.0111	0.020	OK
5	3250	27.2	149.7	34.8	0.0107	0.020	OK
4	3250	20.9	114.9	32.5	0.0100	0.020	OK
3	3250	15.0	82.4	30.7	0.0094	0.020	OK
2	3250	9.4	51.7	28.0	0.0086	0.020	OK
1	4250	4.3	23.7	23.7	0.0056	0.020	OK

**Tabla IX.** Capacidad de diseño y demanda máxima a flexión de las vigas principales de los PRMC orientados en la dirección X.

Piso	Sección No Reducida			Sección Reducida		
	$\phi_b M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	D/C	$\phi_b M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	D/C
24	63.70	35.38	0.56	46.91	29.56	0.63
23	63.70	51.09	0.80	46.91	42.44	0.90
22	63.70	50.60	0.79	46.91	42.44	0.90
21	63.70	52.78	0.83	46.91	44.77	0.95
20	69.75	57.17	0.82	51.03	48.79	0.96
19	69.75	59.24	0.85	51.03	50.69	0.99
18	69.75	60.72	0.87	51.03	51.05	1.00
17	69.75	61.38	0.88	51.03	52.05	1.02
16	87.55	70.34	0.80	64.47	59.90	0.93
15	87.55	70.73	0.81	64.47	60.25	0.93
14	87.55	71.46	0.82	64.47	60.91	0.94
13	87.55	72.03	0.82	64.47	61.44	0.95
12	94.88	75.28	0.79	69.40	64.38	0.93
11	94.88	75.57	0.80	69.40	64.64	0.93
10	94.88	75.52	0.80	69.40	64.60	0.93
9	94.88	74.48	0.78	69.40	63.65	0.92
8	112.62	81.52	0.72	81.83	68.70	0.84
7	112.62	80.07	0.71	81.83	67.39	0.82
6	112.62	79.16	0.70	81.83	66.57	0.81
5	112.62	77.89	0.69	81.83	65.43	0.80
4	125.72	80.28	0.64	90.56	67.56	0.75
3	125.72	78.42	0.62	90.56	65.88	0.73
2	125.72	75.76	0.60	90.56	63.50	0.70
1	125.72	68.76	0.55	90.56	57.20	0.63

**Tabla X.** Capacidad de diseño y demanda máxima a flexión de las vigas principales de los PRMC y PAPR orientados en la dirección Y.

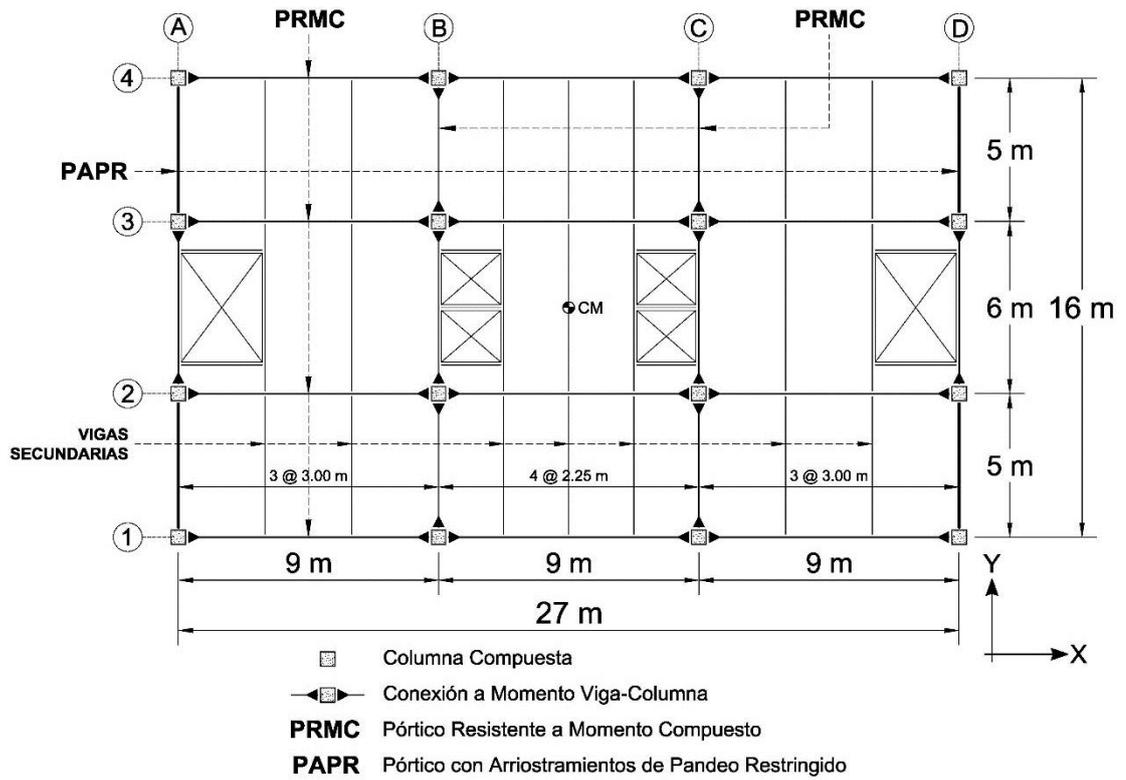
Piso	Sección No Reducida			Sección Reducida		
	$\phi_b M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	D/C	$\phi_b M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	D/C
24	37.15	19.38	0.52	28.17	16.45	0.58
23	37.15	23.57	0.63	28.17	19.82	0.70
22	37.15	25.13	0.68	28.17	21.20	0.75
21	37.15	26.74	0.72	28.17	22.62	0.80
20	37.15	27.86	0.74	28.17	23.61	0.84
19	37.15	28.59	0.77	28.17	24.24	0.86
18	37.15	29.02	0.78	28.17	24.62	0.87
17	37.15	28.97	0.78	28.17	24.58	0.87
16	56.50	41.27	0.73	41.33	34.20	0.83
15	56.50	40.57	0.72	41.33	33.60	0.81
14	56.50	40.22	0.71	41.33	33.31	0.81
13	56.50	39.90	0.71	41.33	33.03	0.80
12	56.50	39.23	0.69	41.33	32.46	0.79
11	56.50	38.43	0.68	41.33	31.77	0.77
10	56.50	37.56	0.66	41.33	31.03	0.75
9	56.50	36.18	0.64	41.33	29.85	0.72
8	81.45	46.11	0.57	58.05	37.04	0.64
7	81.45	43.66	0.54	58.05	34.99	0.60
6	81.45	41.69	0.51	58.05	33.36	0.57
5	81.45	39.69	0.49	58.05	31.70	0.55
4	81.45	37.29	0.46	58.05	29.70	0.51
3	81.45	34.77	0.43	58.05	27.60	0.48
2	81.45	31.91	0.39	58.05	25.22	0.43
1	81.45	27.69	0.34	58.05	21.74	0.37

**Tabla XI.** Capacidad de diseño y demanda máxima a carga axial de los arriostramientos de pandeo restringido de los PAPR del edificio prototipo.

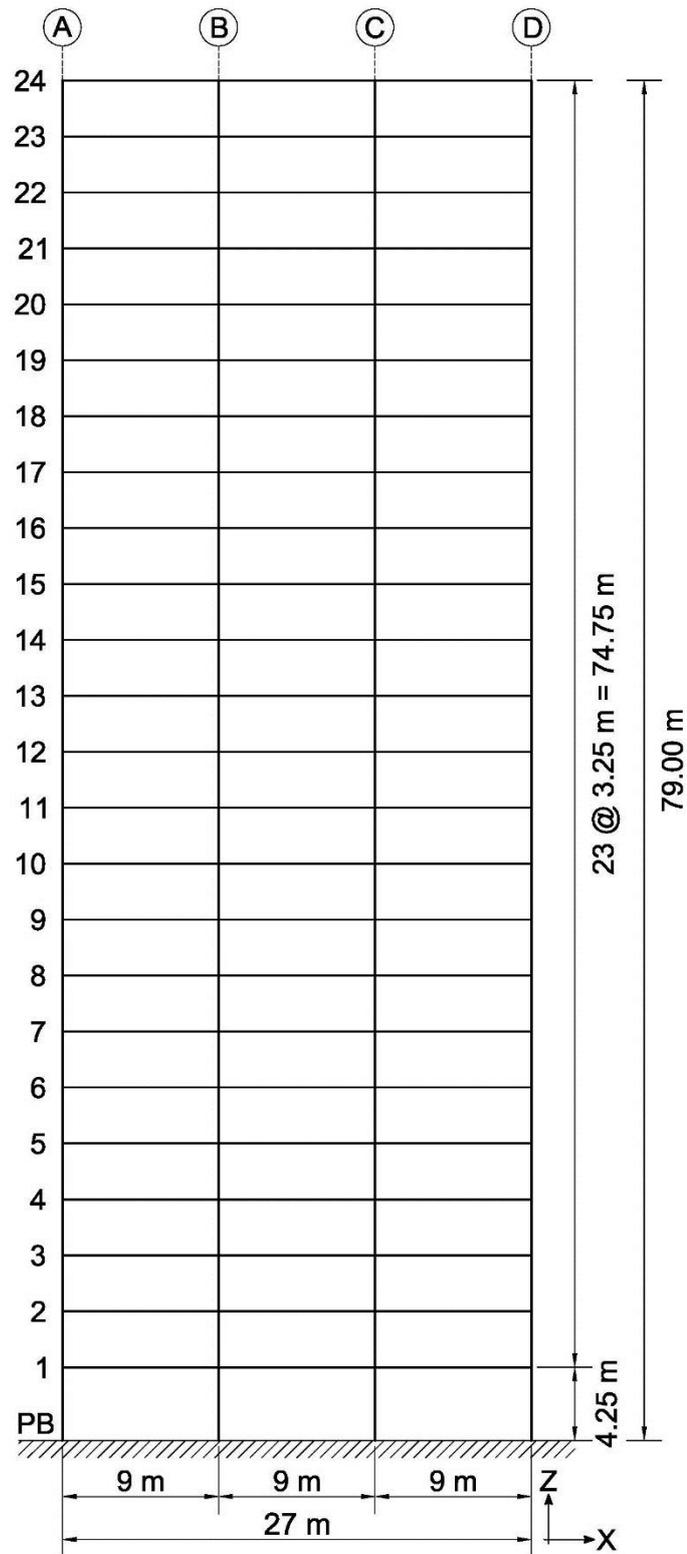
<b>PISO</b>	<b>Núcleo de acero (mm)</b>	<b>Carga axial de fluencia, <math>P_{y_{sc}}</math> (ton)</b>	<b>Resistencia axial de diseño, <math>\phi P_{y_{sc}}</math> (ton)</b>	<b>Resistencia axial requerida, <math>P_u</math> (ton)</b>	<b>D/C</b>
24	PL 60x15	22.5	20.25	4.40	0.22
23	PL 60x15	22.5	20.25	5.92	0.29
22	PL 60x15	22.5	20.25	9.24	0.46
21	PL 60x15	22.5	20.25	12.20	0.60
20	PL 80x15	30.0	27.00	18.51	0.69
19	PL 80x15	30.0	27.00	20.78	0.77
18	PL 80x15	30.0	27.00	22.23	0.82
17	PL 80x15	30.0	27.00	20.88	0.77
16	PL 100x15	37.5	33.75	23.20	0.69
15	PL 100x15	37.5	33.75	23.95	0.71
14	PL 100x15	37.5	33.75	25.60	0.76
13	PL 100x15	37.5	33.75	27.07	0.80
12	PL 100x18	45.0	40.50	32.99	0.81
11	PL 100x18	45.0	40.50	34.52	0.85
10	PL 100x18	45.0	40.50	35.68	0.88
9	PL 100x18	45.0	40.50	33.52	0.83
8	PL 120x18	54.0	48.60	36.22	0.75
7	PL 120x18	54.0	48.60	37.51	0.77
6	PL 120x18	54.0	48.60	39.93	0.82
5	PL 120x18	54.0	48.60	42.32	0.87
4	PL 120x20	60.0	54.00	47.92	0.89
3	PL 120x20	60.0	54.00	50.14	0.93
2	PL 120x20	60.0	54.00	51.41	0.95
1	PL 120x20	60.0	54.00	41.98	0.78

**Tabla XII.** Factor de seguridad contra inestabilidad global del mecanismo de restricción del pandeo de los APR.

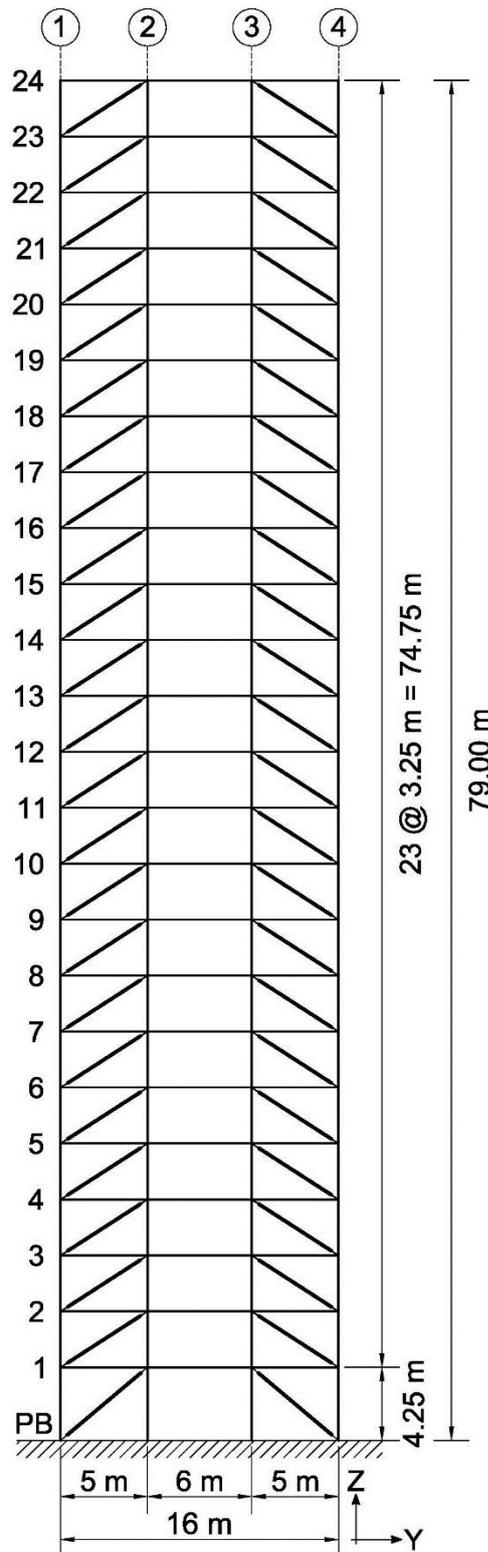
<b>PISO</b>	<b>Tubo de acero exterior (mm)</b>	<b>Carga de Euler del tubo de acero exterior, <math>P_E</math> (ton)</b>	<b>Carga axial de fluencia del núcleo de acero, <math>P_{y_{sc}}</math> (ton)</b>	<b><math>P_E / P_{y_{sc}}</math></b>
24	□ 200x200x3	192.0	22.5	8.53
23	□ 200x200x3	192.0	22.5	8.53
22	□ 200x200x3	192.0	22.5	8.53
21	□ 200x200x3	192.0	22.5	8.53
20	□ 200x200x3	192.0	30.0	6.40
19	□ 200x200x3	192.0	30.0	6.40
18	□ 200x200x3	192.0	30.0	6.40
17	□ 200x200x3	192.0	30.0	6.40
16	□ 200x200x4	253.0	37.5	6.75
15	□ 200x200x4	253.0	37.5	6.75
14	□ 200x200x4	253.0	37.5	6.75
13	□ 200x200x4	253.0	37.5	6.75
12	□ 200x200x4	253.0	45.0	5.62
11	□ 200x200x4	253.0	45.0	5.62
10	□ 200x200x4	253.0	45.0	5.62
9	□ 200x200x4	253.0	45.0	5.62
8	□ 250x250x6	732.0	54.0	13.56
7	□ 250x250x6	732.0	54.0	13.56
6	□ 250x250x6	732.0	54.0	13.56
5	□ 250x250x6	732.0	54.0	13.56
4	□ 250x250x6	732.0	60.0	12.2
3	□ 250x250x6	732.0	60.0	12.2
2	□ 250x250x6	732.0	60.0	12.2
1	□ 250x250x6	578.0	60.0	9.63



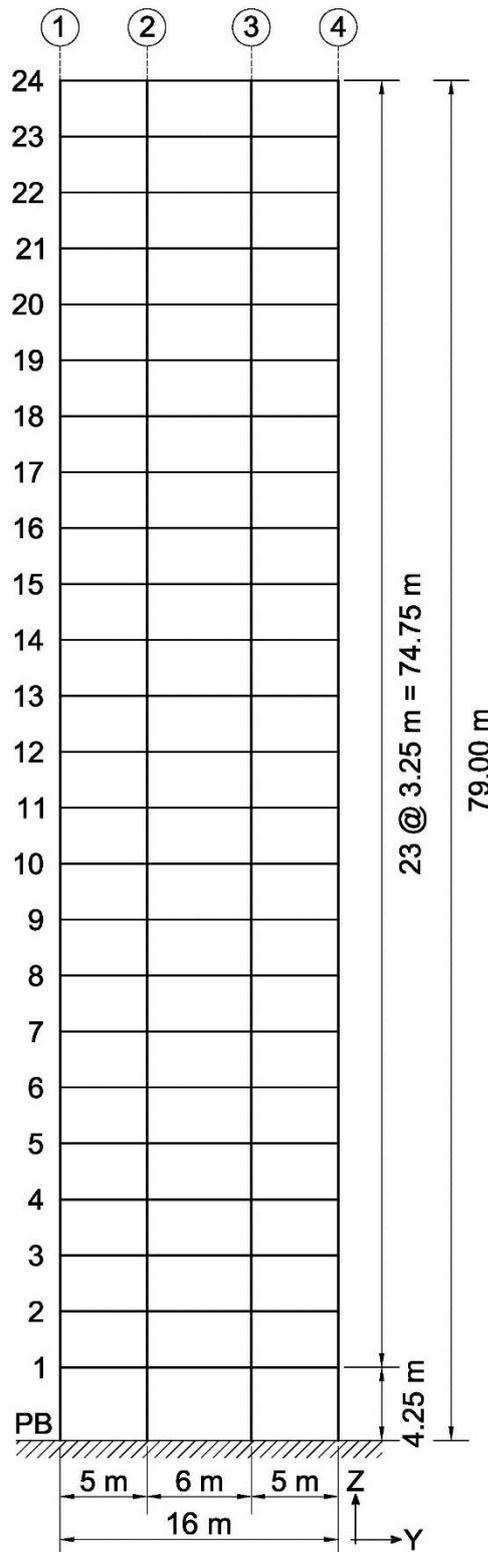
**Figura 4.1.** Planta del edificio prototipo



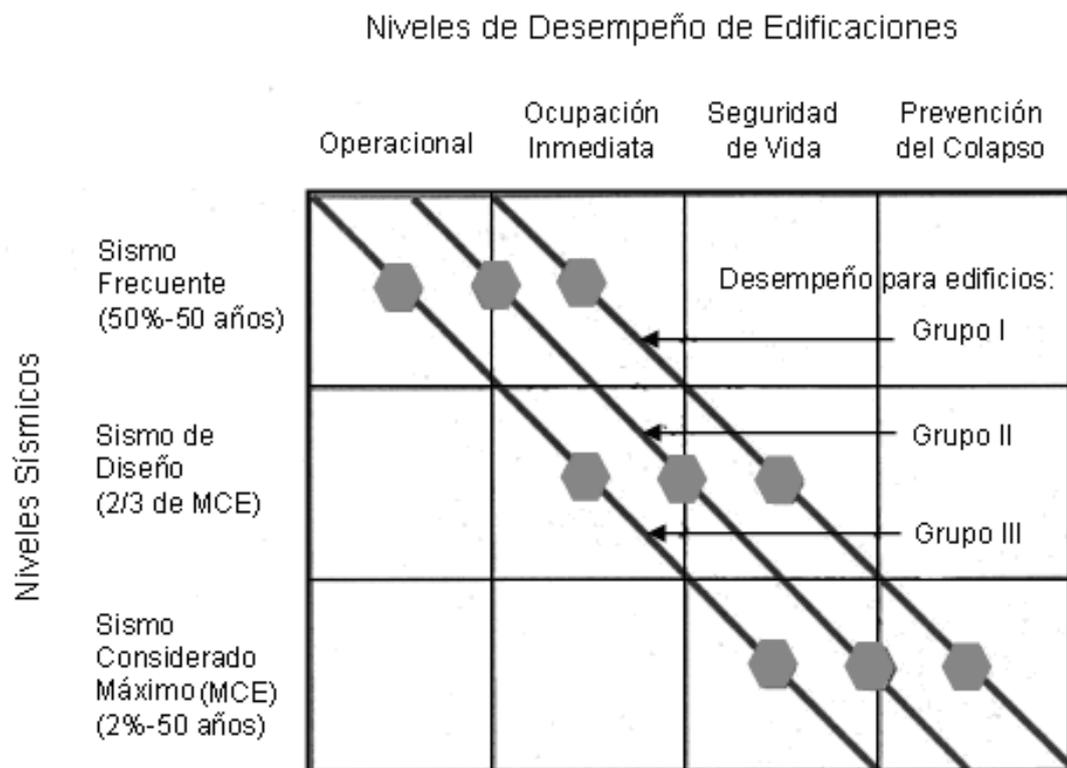
**Figura 4.2.** Elevación de pórtico tipo en la dirección X (PRMC)



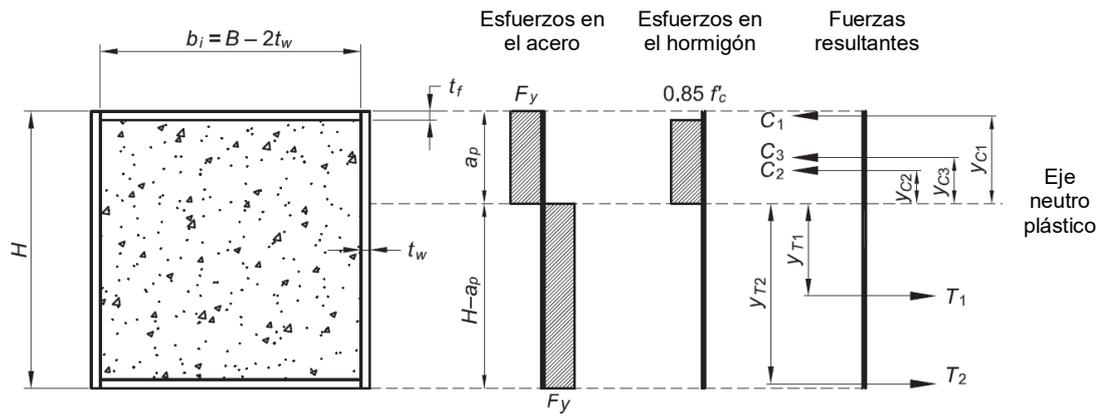
**Figura 4.3.** Elevación de pórtico exterior tipo en la dirección Y (PAPR)



**Figura 4.4.** Elevación de pórtico interior tipo en la dirección Y (PRMC)

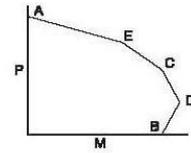


**Figura 4.5.** Objetivos Mínimos del Diseño por Desempeño para los diferentes Grupos de Uso Sísmico (GUS) de las edificaciones y Niveles Sísmicos (SAC, 2000)



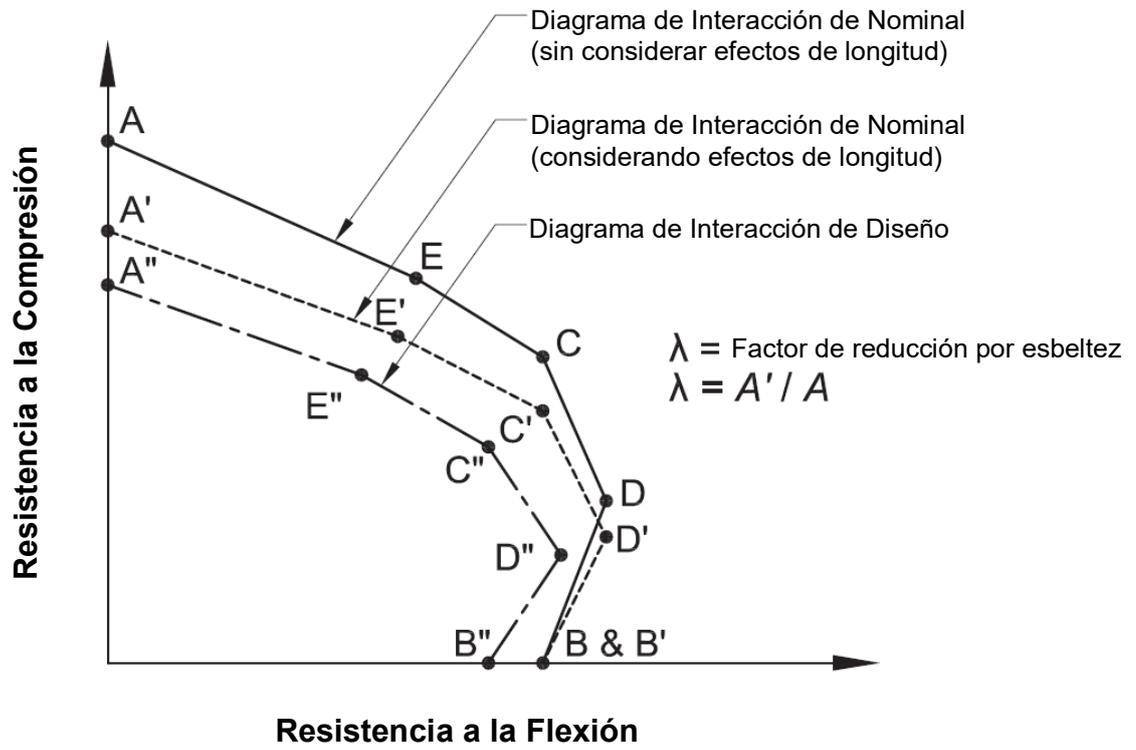
**Figura 4.6.** Bloques de esfuerzos y distribución de fuerzas internas para el cálculo del momento plástico de columnas CFT (AISC, 2010d)

### Capacidad plástica de una columna CFT con flexión alrededor de cualquiera de sus ejes principales

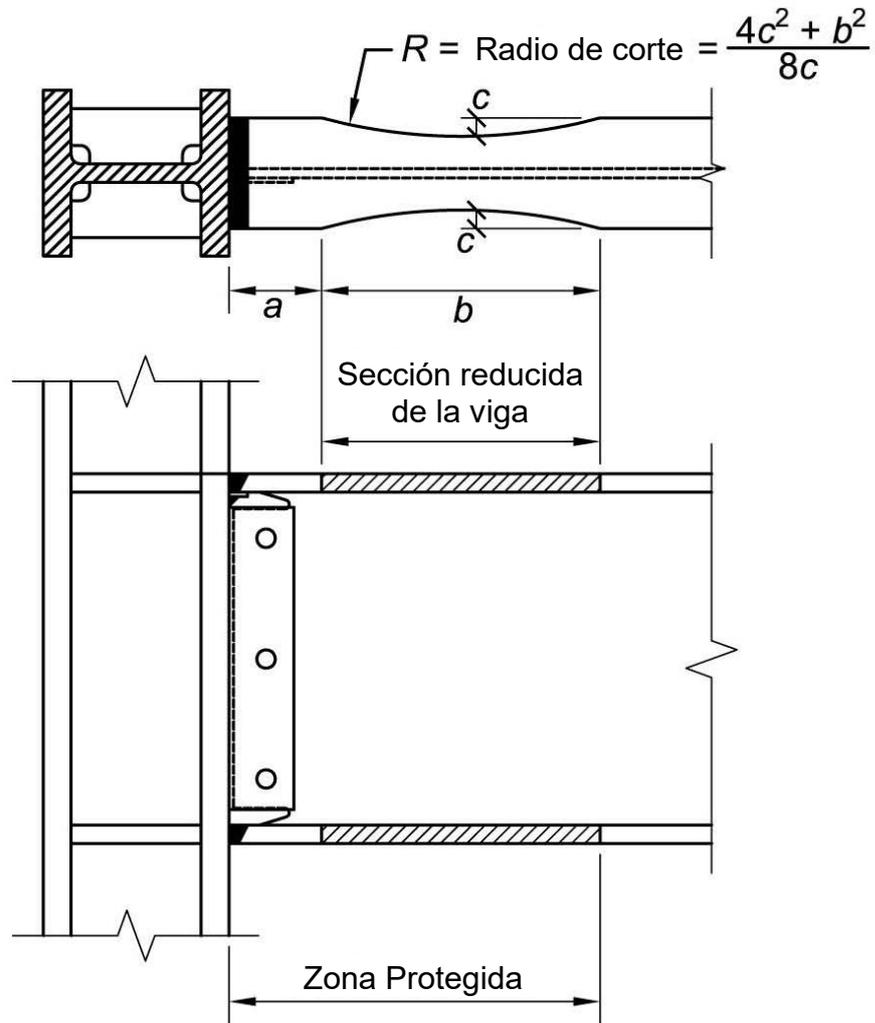


Sección	Distribución de esfuerzos	Pto.	Ecuaciones de capacidad plástica
<p>A</p>		A	$P_A = F_y A_s + 0.85f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{área del perfil tubular de acero}$ $A_c = b_i h_i - 0.858r_i^2$ $b_i = B - 2t$ $h_i = H - 2t$ $r_i = t$
<p>E</p>		E	$P_E = \frac{0.85f'_c A_c}{2} + 0.85f'_c b_i h_E + 4F_y t h_E$ $M_E = M_D - F_y Z_{sE} - \frac{0.85f'_c Z_{cE}}{2}$ $Z_{cE} = b_i h_E^2$ $Z_{sE} = 2t h_E^2$ $h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{H}{4}$
<p>C</p>		C	$P_C = 0.85f'_c A_c$ $M_C = M_B$
<p>D</p>		D	$P_D = \frac{0.85f'_c A_c}{2}$ $M_D = F_y Z_s + \frac{0.85f'_c Z_c}{2}$ $Z_s = \text{módulo plástico del perfil tubular de acero}$ $Z_c = \frac{b_i h_n^2}{4} - 0.192r_i^3$
<p>B</p>		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0.85f'_c Z_{cn}}{2}$ $Z_{sn} = 2t h_n^2$ $Z_{cn} = b_i h_n^2$ $h_n = \frac{0.85f'_c A_c}{2[0.85f'_c b_i + 4tF_y]} \leq \frac{h_i}{2}$
<p>Nota: Las ecuaciones de esta tabla son igualmente aplicables para flexión alrededor del eje X-X de la sección (cuando <math>H \geq B</math>) y para flexión alrededor del eje Y-Y de la sección (cuando <math>B &gt; H</math>)</p>			

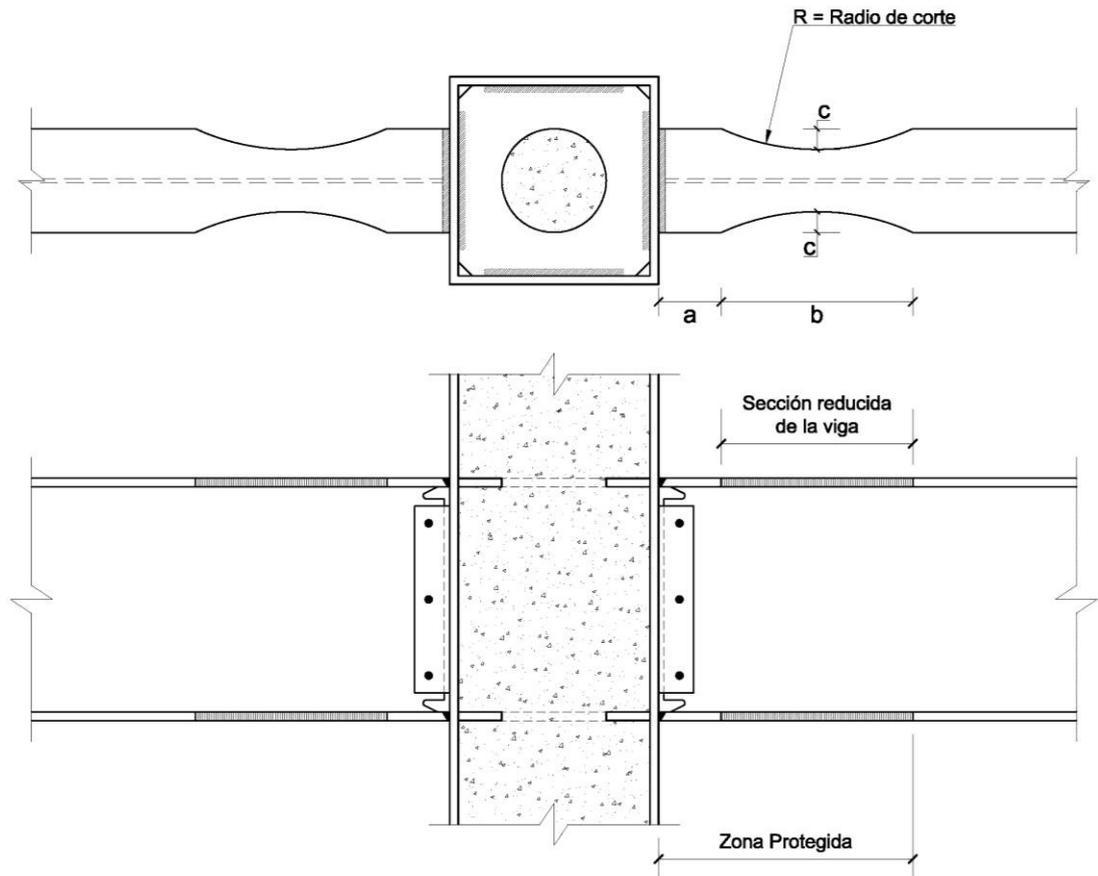
Figura 4.7. Capacidad plástica de columnas CFT (AISC, 2010d)



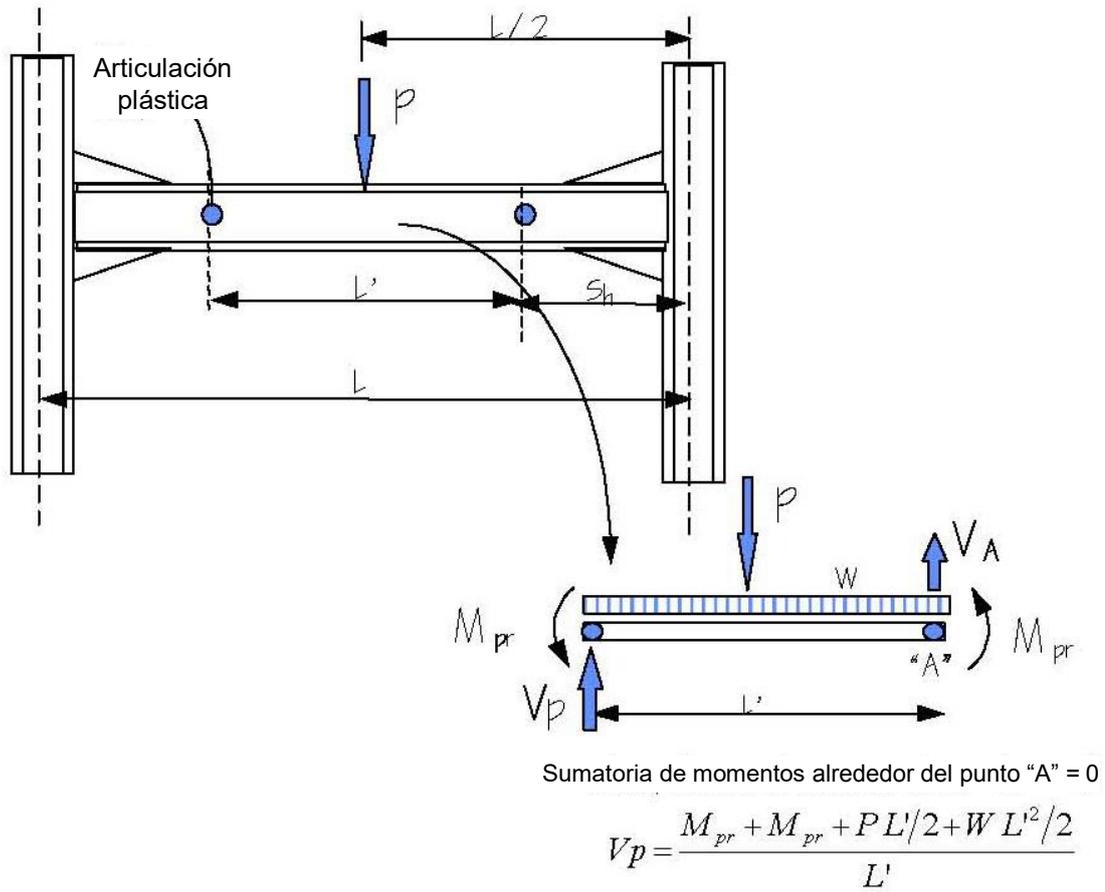
**Figura 4.8.** Diagramas de Interacción Nominales y de Diseño de Columnas CFT (AISC, 2010d)



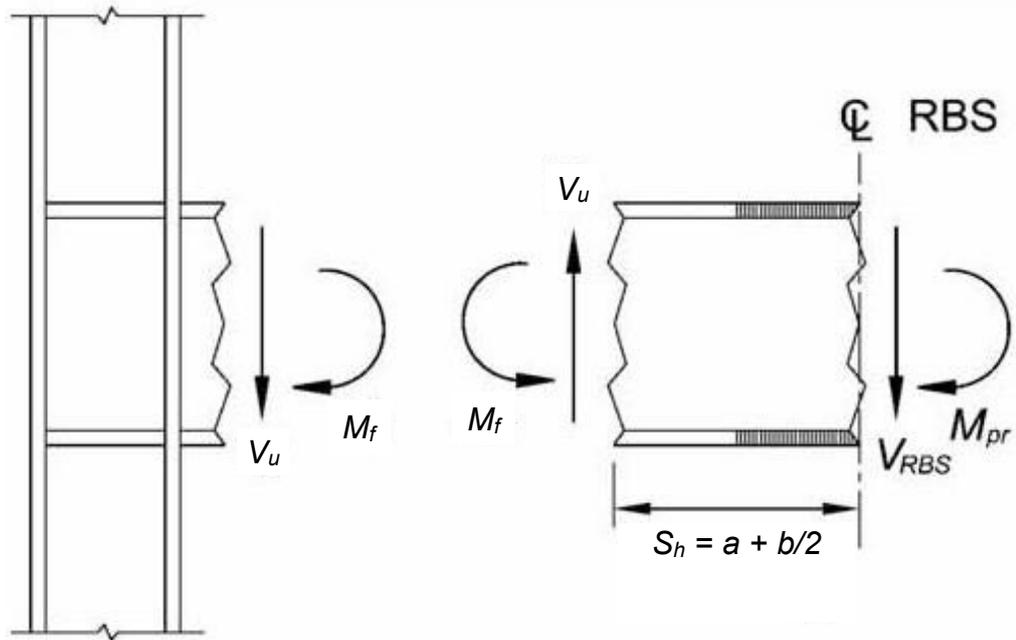
**Figura 4.9.** Esquema de la conexión con viga de sección reducida (CVSR) con secciones tipo "I" (AISC, 2010c)



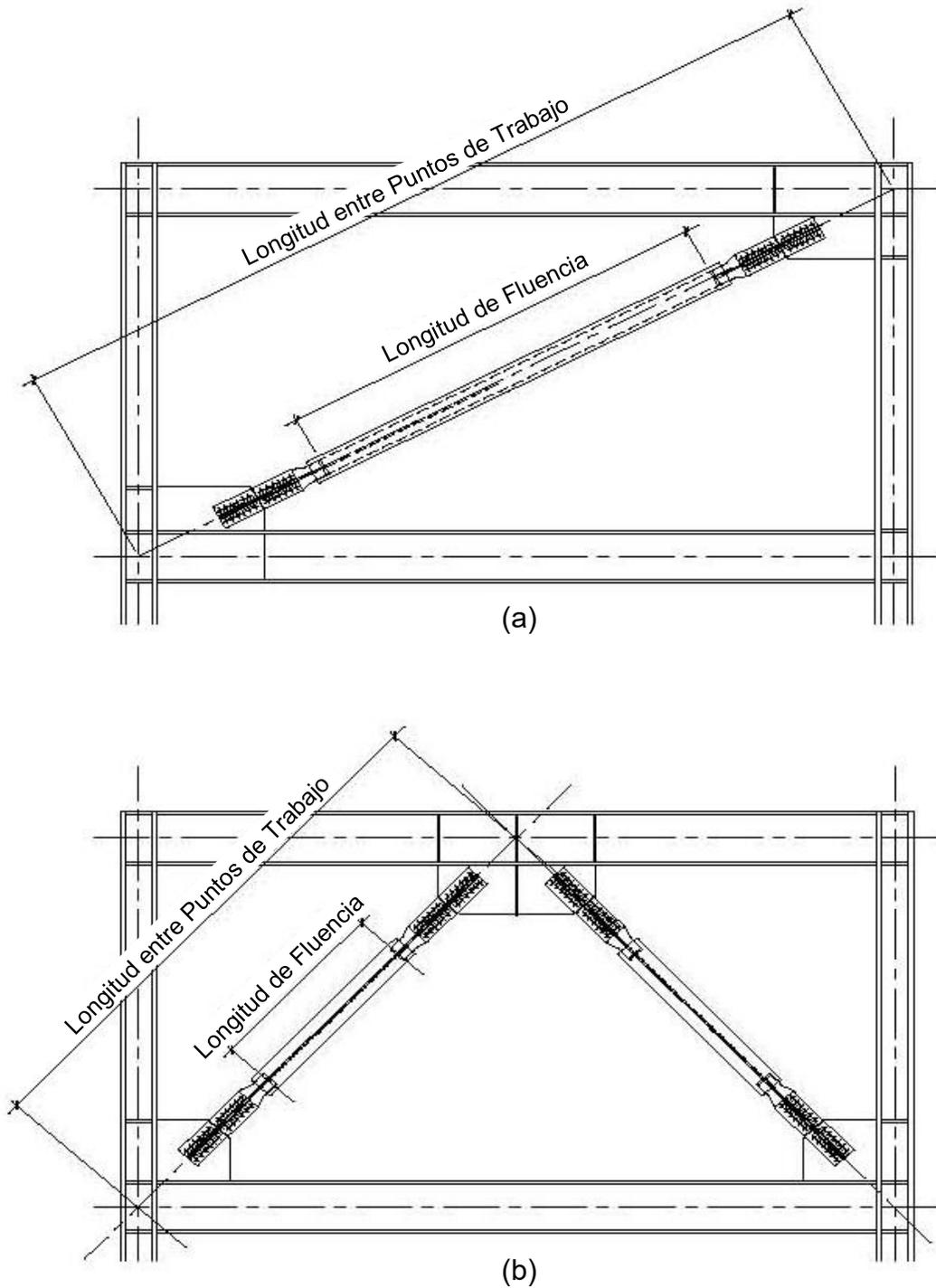
**Figura 4.10.** Esquema de la conexión con viga de sección reducida (CVSR) entre una columna CFT y una viga tipo "I"



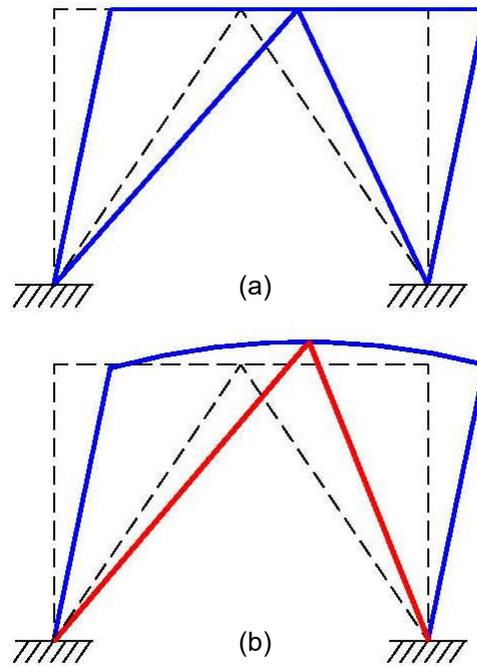
**Figura 4.11.** Diagrama de cuerpo libre (DCL) de la viga entre centroides de articulaciones plásticas (SAC, 2000)



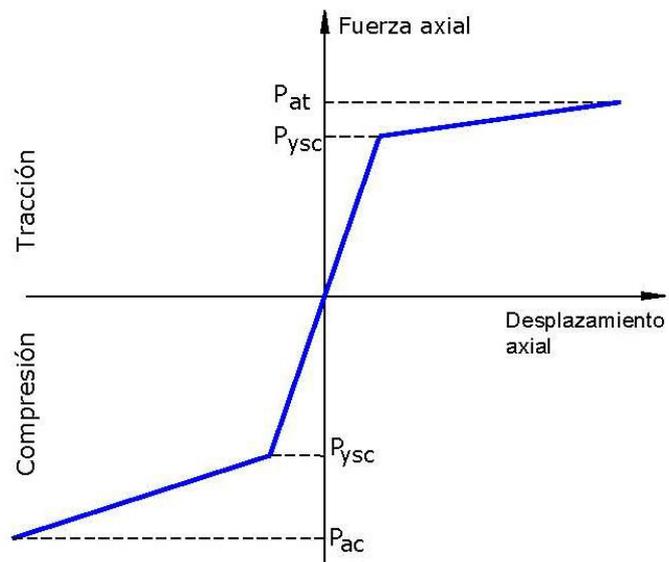
**Figura 4.12.** Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la sección reducida de la viga y la cara de la columna (AISC, 2010c)



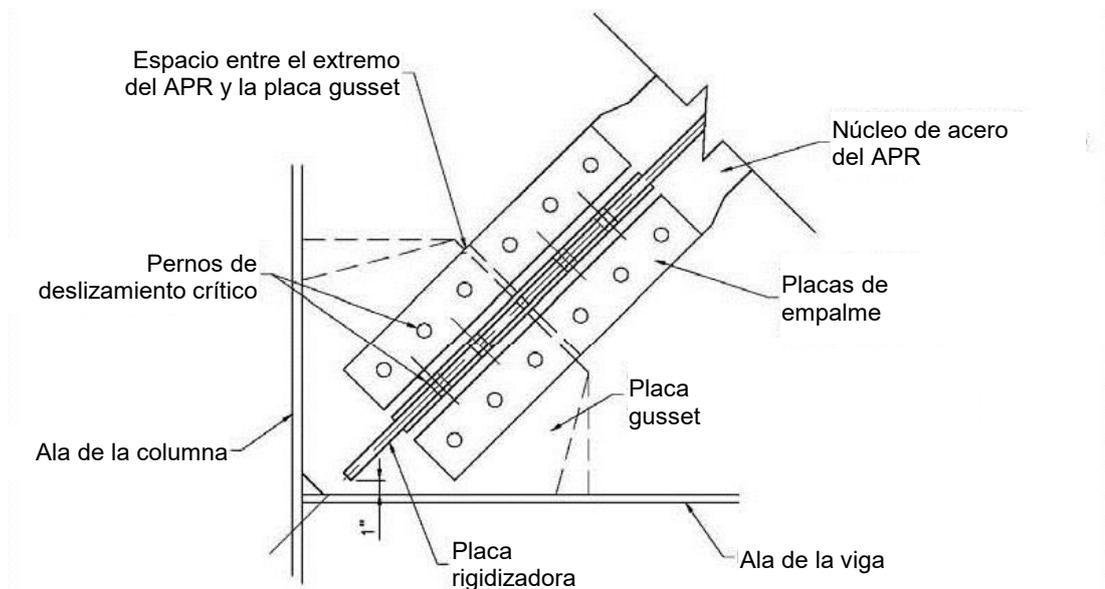
**Figura 4.13.** Longitud del segmento de fluencia vs. Longitud de un APR medida entre puntos de intersección de los ejes centroidales de vigas, columnas y arriostramientos: (a) configuración de diagonal simple y (b) configuración en V-invertida (López & Sabelli, 2004)



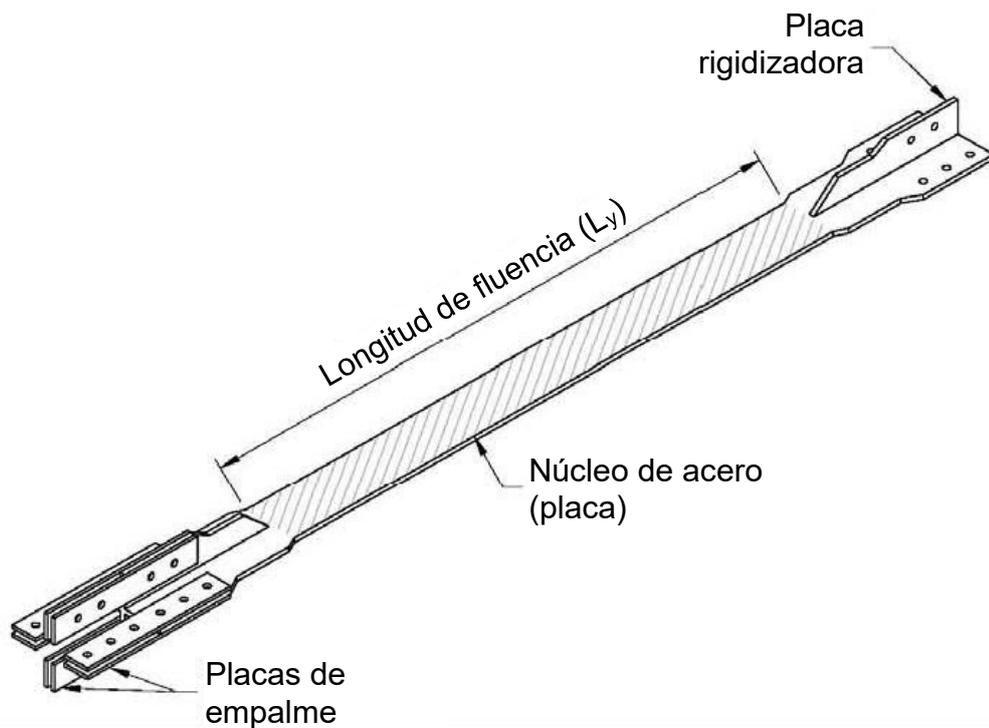
**Figura 4.14.** Representación de la deformada de un PAPR tipo V-invertida (a) en rango elástico y (b) luego de la fluencia (Crisafulli, 2013)



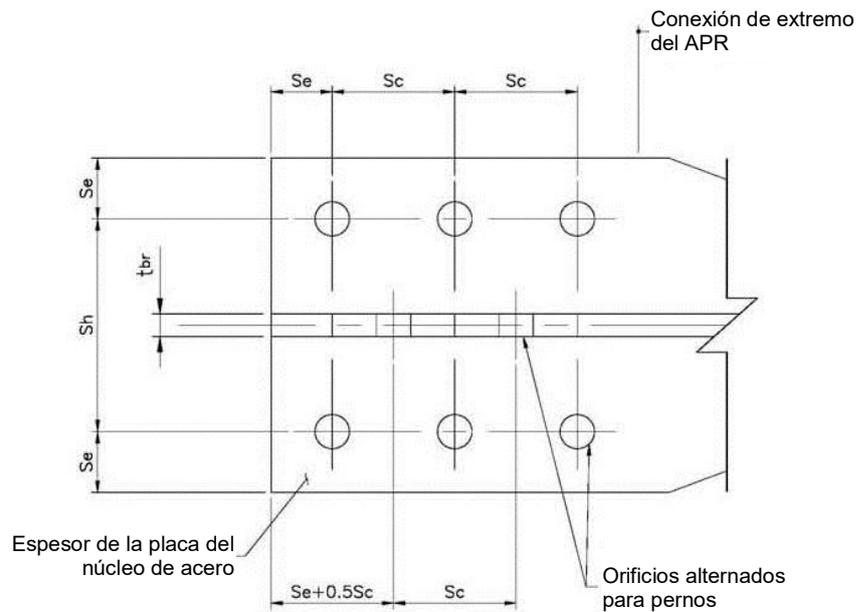
**Figura 4.15.** Diagrama fuerza axial-deformación típico de un APR (Crisafulli, 2013)



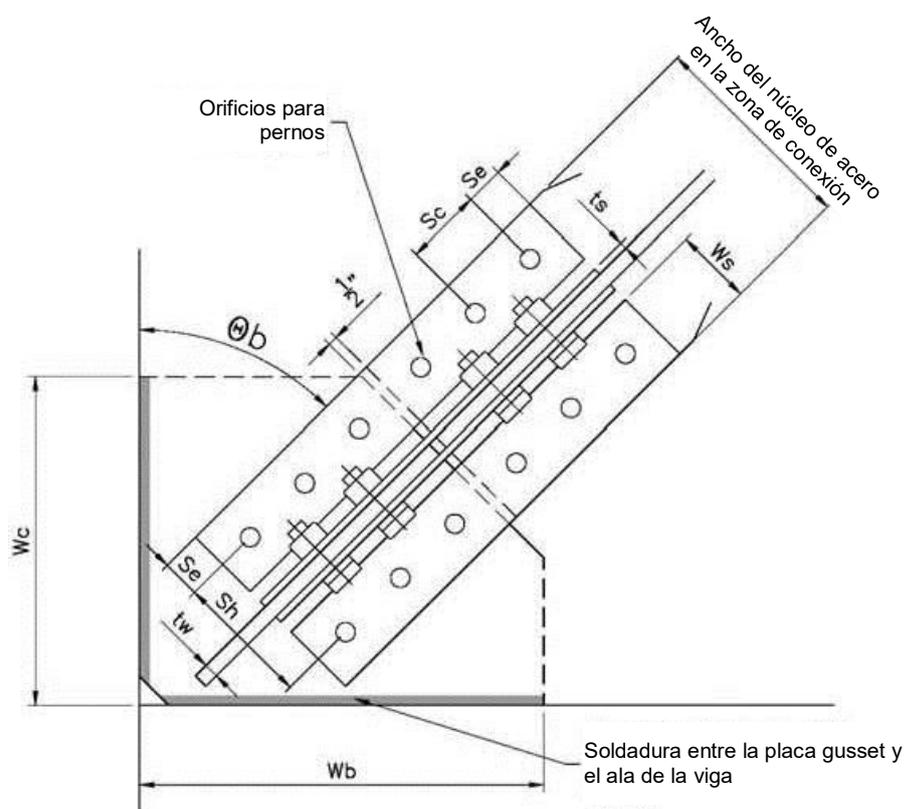
**Figura 4.16.** Componentes de la conexión emperrada estándar con placas de empalme del APR (Christopulos, 2005)



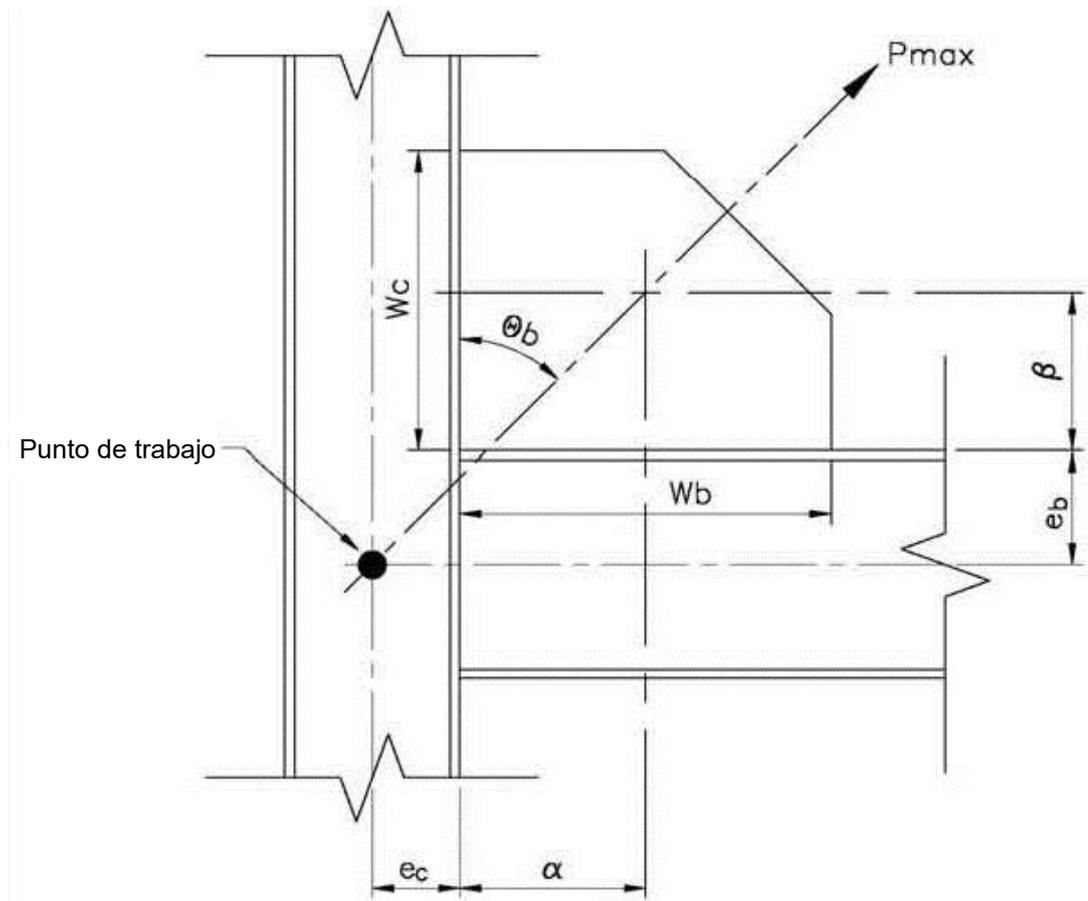
**Figura 4.17.** Núcleo de acero del APR: segmento de fluencia, zonas de transición y zonas de conexión (Christopulos, 2005)



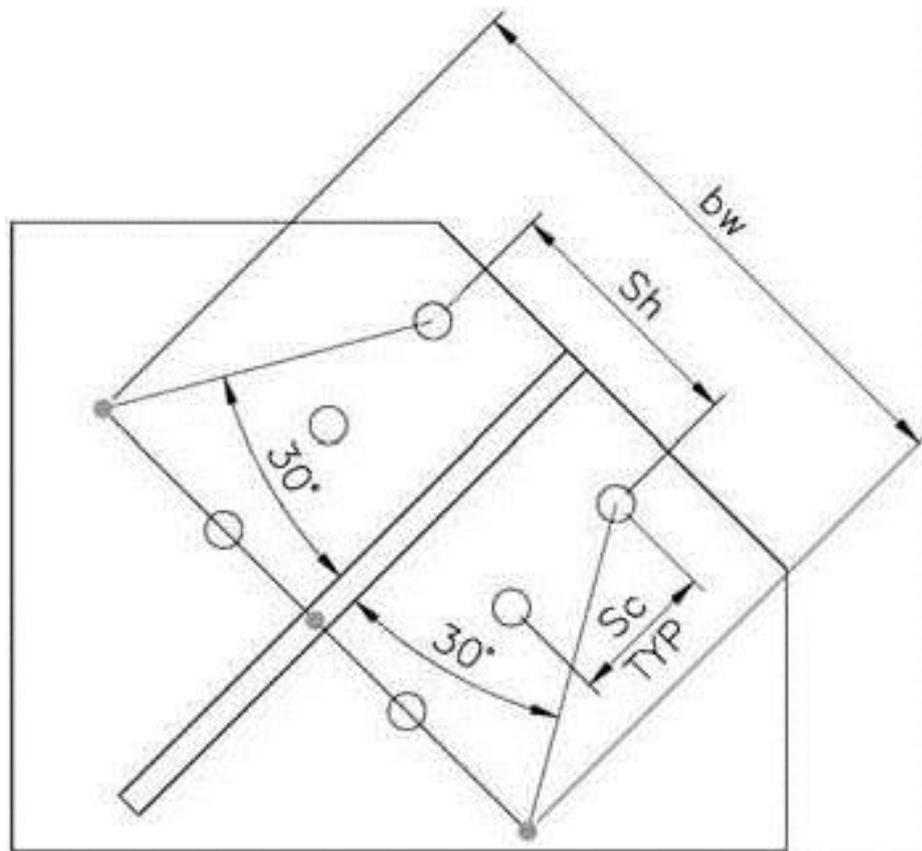
**Figura 4.18.** Conexión de extremo del APR (Christopoulos, 2005)



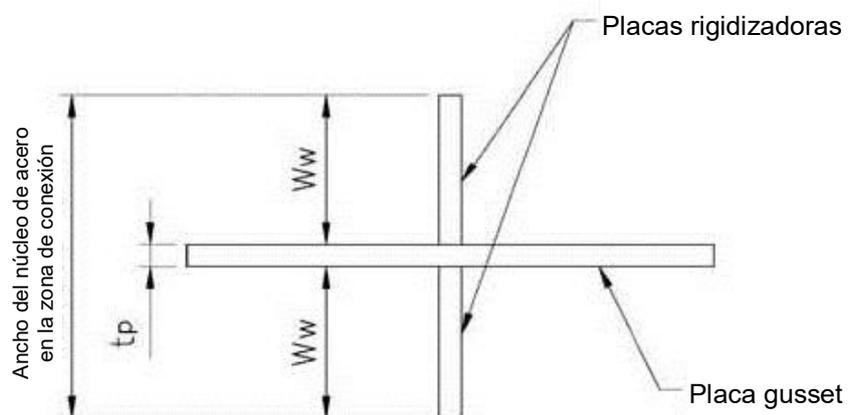
**Figura 4.19.** Esquema general de la conexión del APR (Christopoulos, 2005)



**Figura 4.20.** Dimensiones de la placa gusset de la conexión del APR (Christopoulos, 2005)

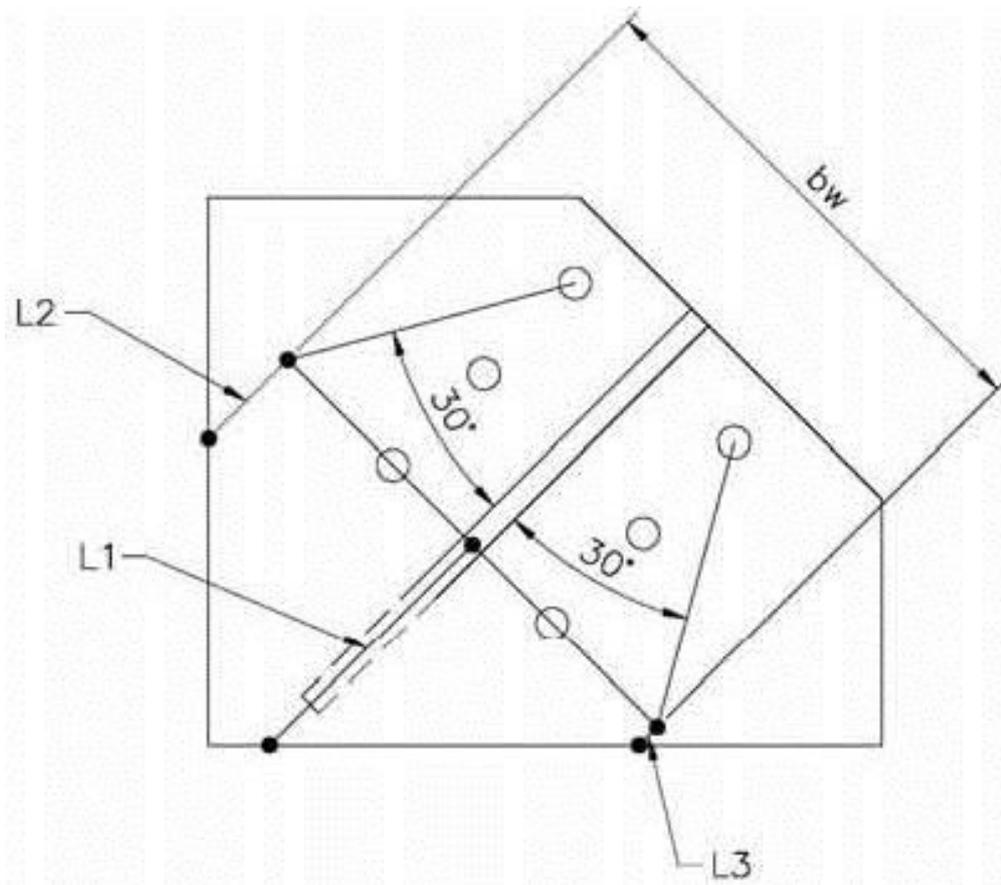


(a) Ancho de la sección de Whitmore en la placa gusset

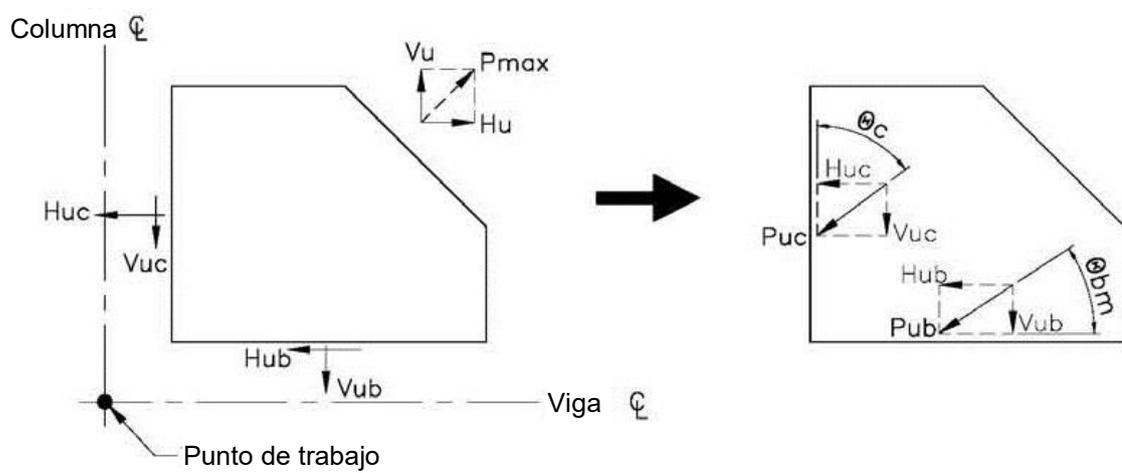


(b) Sección transversal de la placa gusset

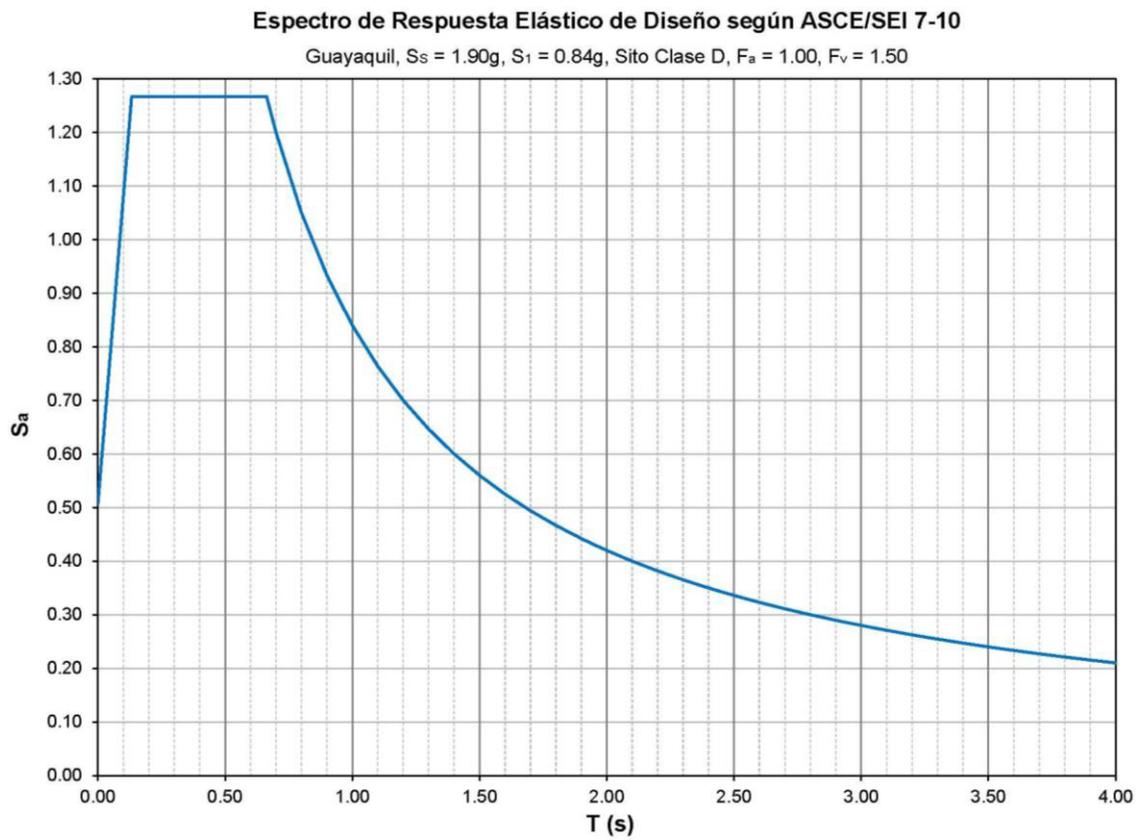
**Figura 4.21.** Ilustración del Método de Whitmore (Christopoulos, 2005)



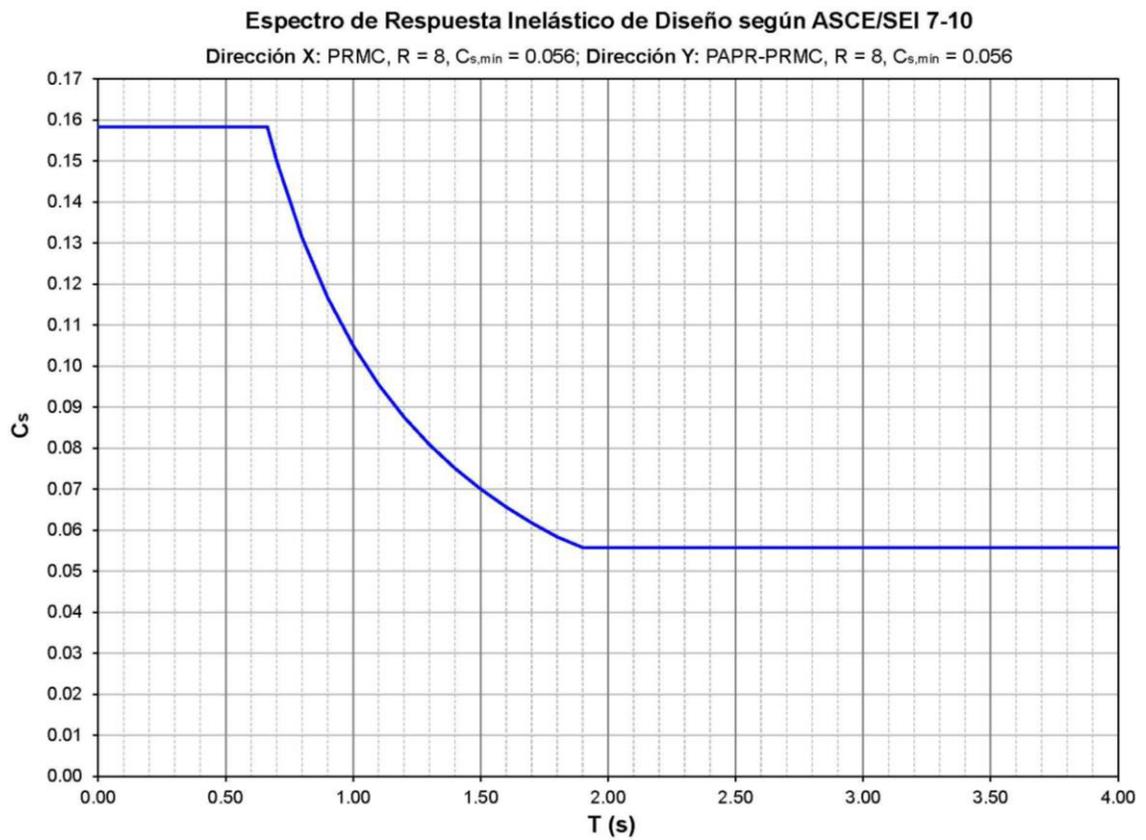
**Figura 4.22.** Método de Whitmore (Christopulos, 2005)



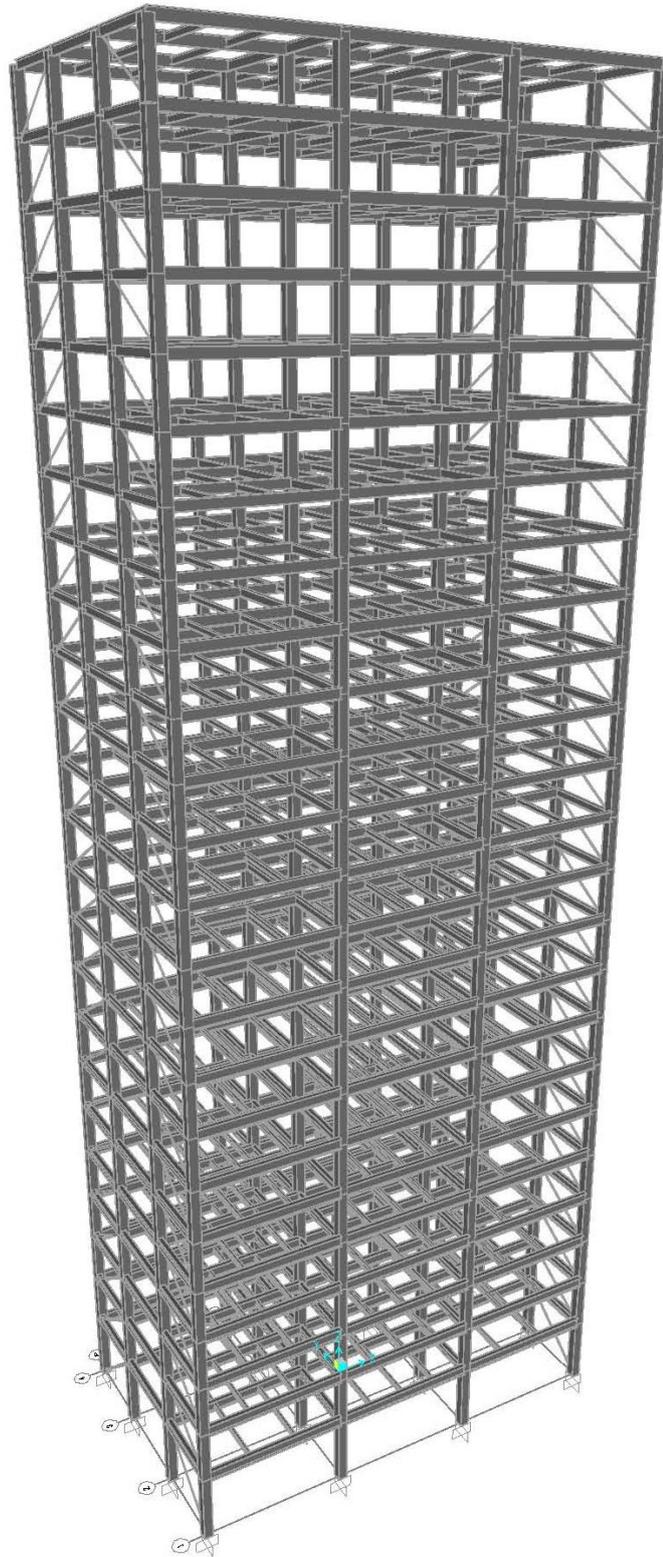
**Figura 4.23.** Diagrama de cuerpo libre de la placa gusset. Fuerzas de diseño de las soldaduras (Christopulos, 2005)



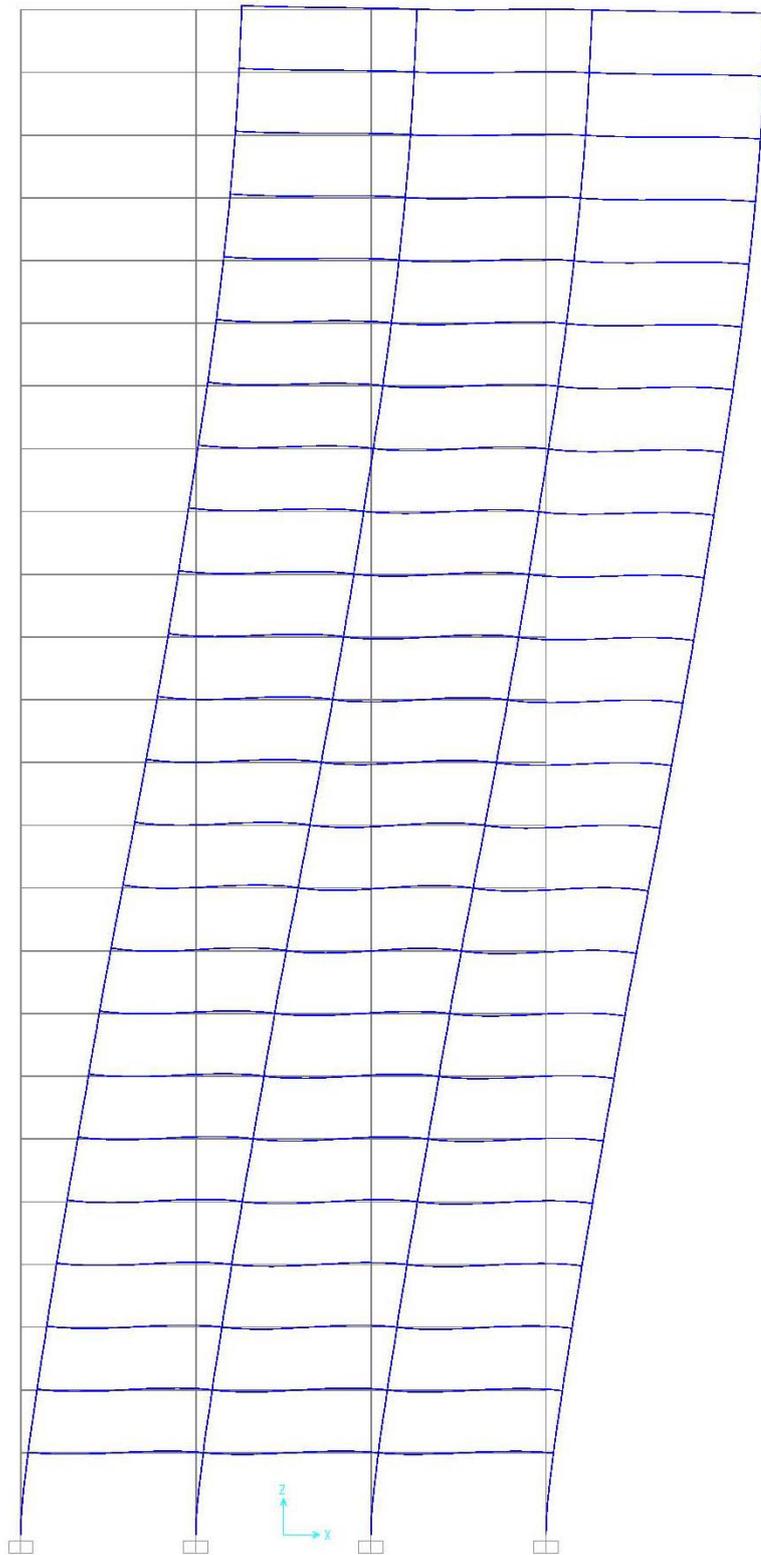
**Figura 4.24.** Espectro de Respuesta Elástico de Diseño



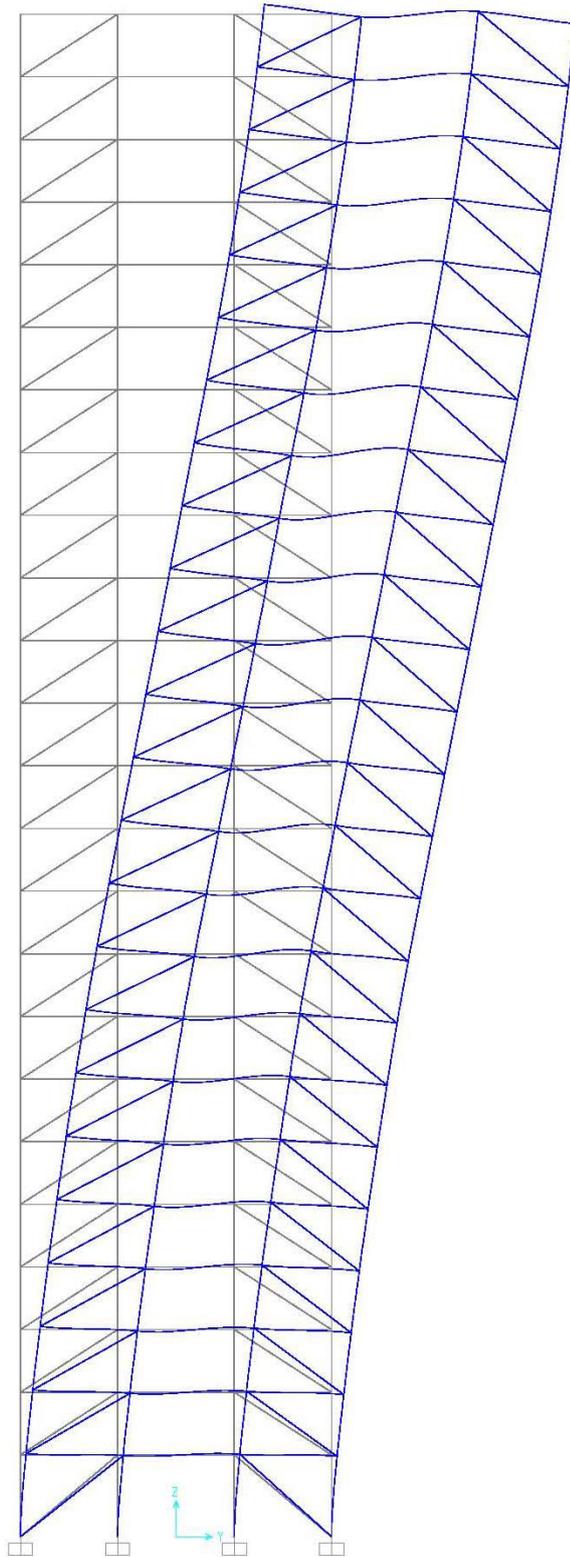
**Figura 4.25.** Espectro de Respuesta Inelástico de Diseño



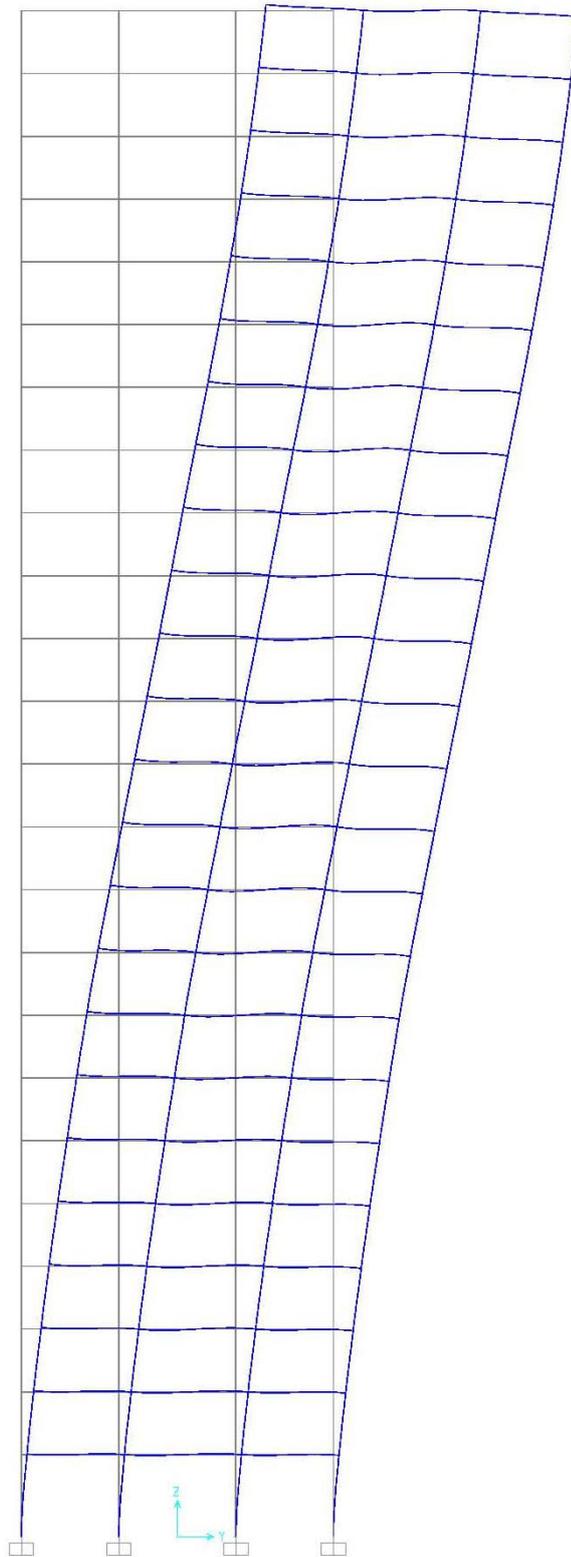
**Figura 4.26.** Modelo matemático tridimensional (3D) del edificio prototipo



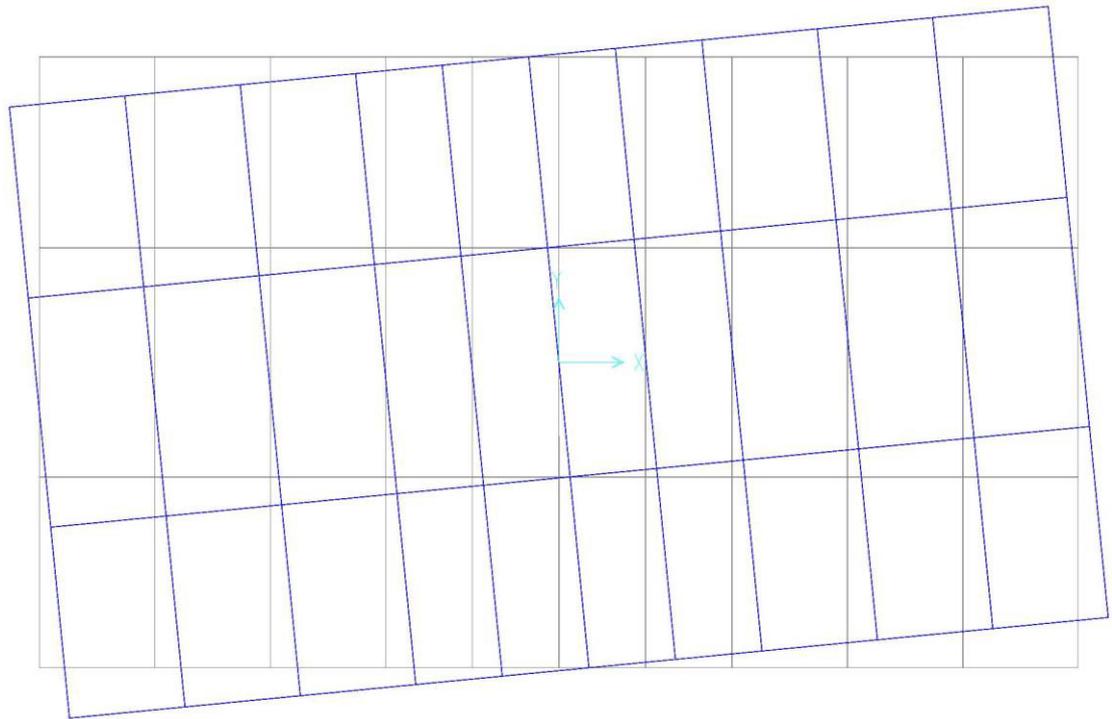
**Figura 4.27.** Modo de vibración 1 –  $T = 3.11$  s. (traslación en la Dirección X)



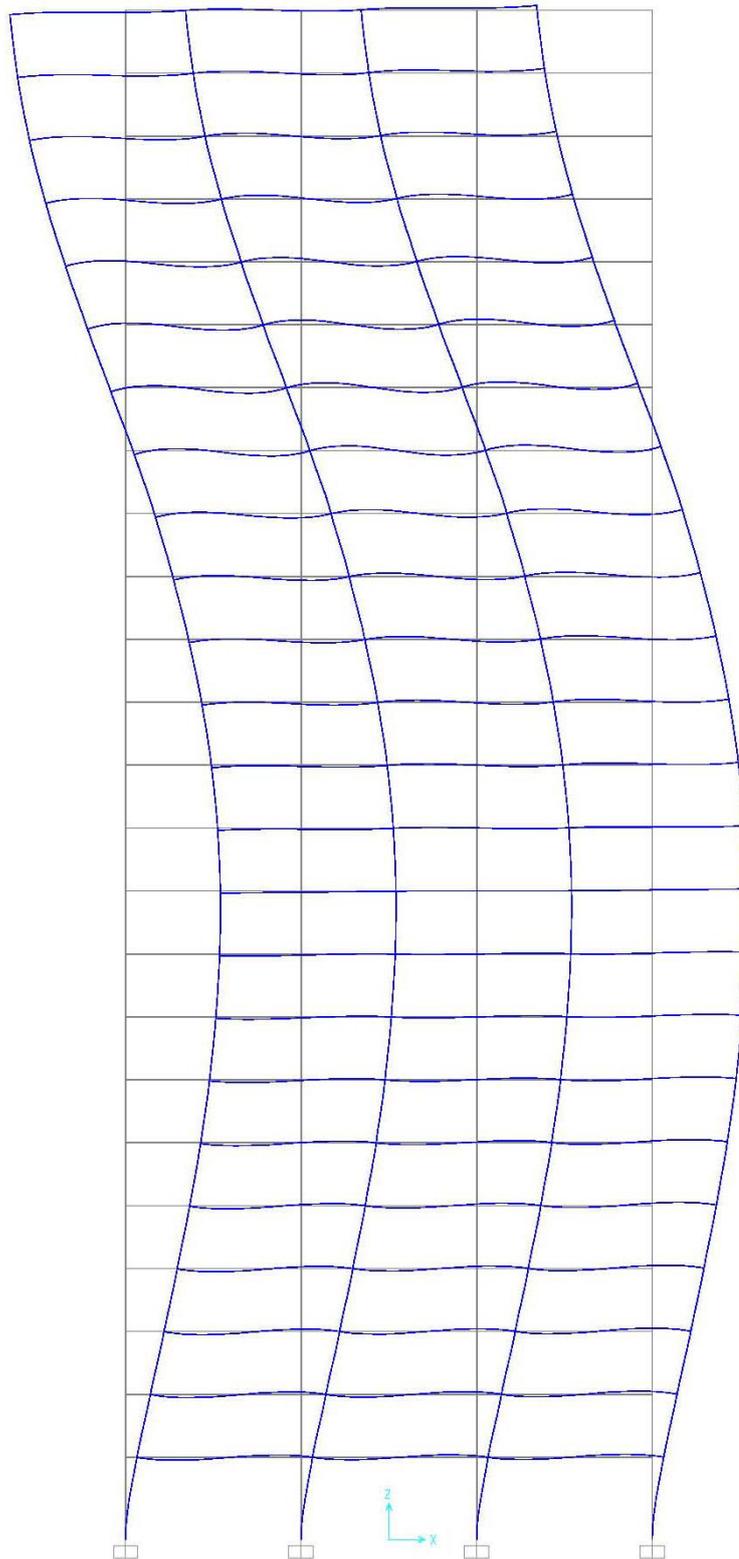
**Figura 4.28.** Modo de vibración 2 –  $T = 2.90$  s. (traslación en la Dirección Y)



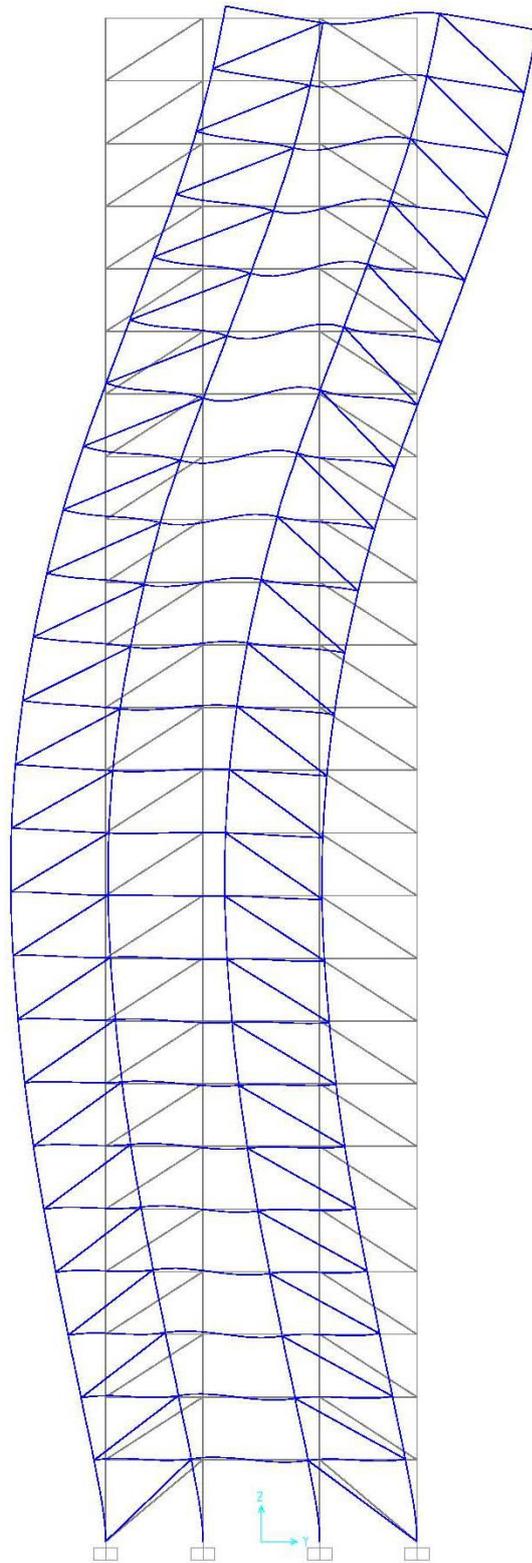
**Figura 4.29.** Modo de vibración 2 –  $T = 2.90$  s. (traslación en la Dirección Y)



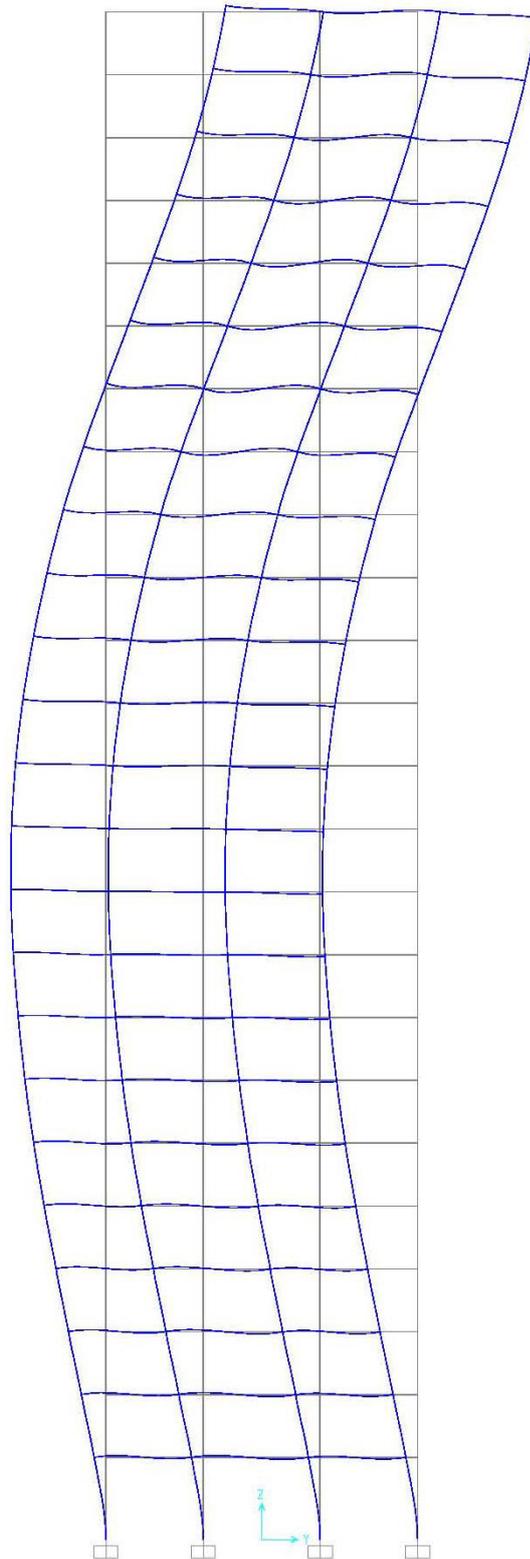
**Figura 4.30.** Modo de vibración 3 –  $T = 2.12$  s. (rotación alrededor del Eje Z)



**Figura 4.31.** Modo de vibración 4 –  $T = 1.11$  s. (traslación en la Dirección X)



**Figura 4.32.** Modo de vibración 5 –  $T = 0.95$  s. (traslación en la Dirección Y)



**Figura 4.33.** Modo de vibración 5 –  $T = 0.95$  s. (traslación en la Dirección Y)

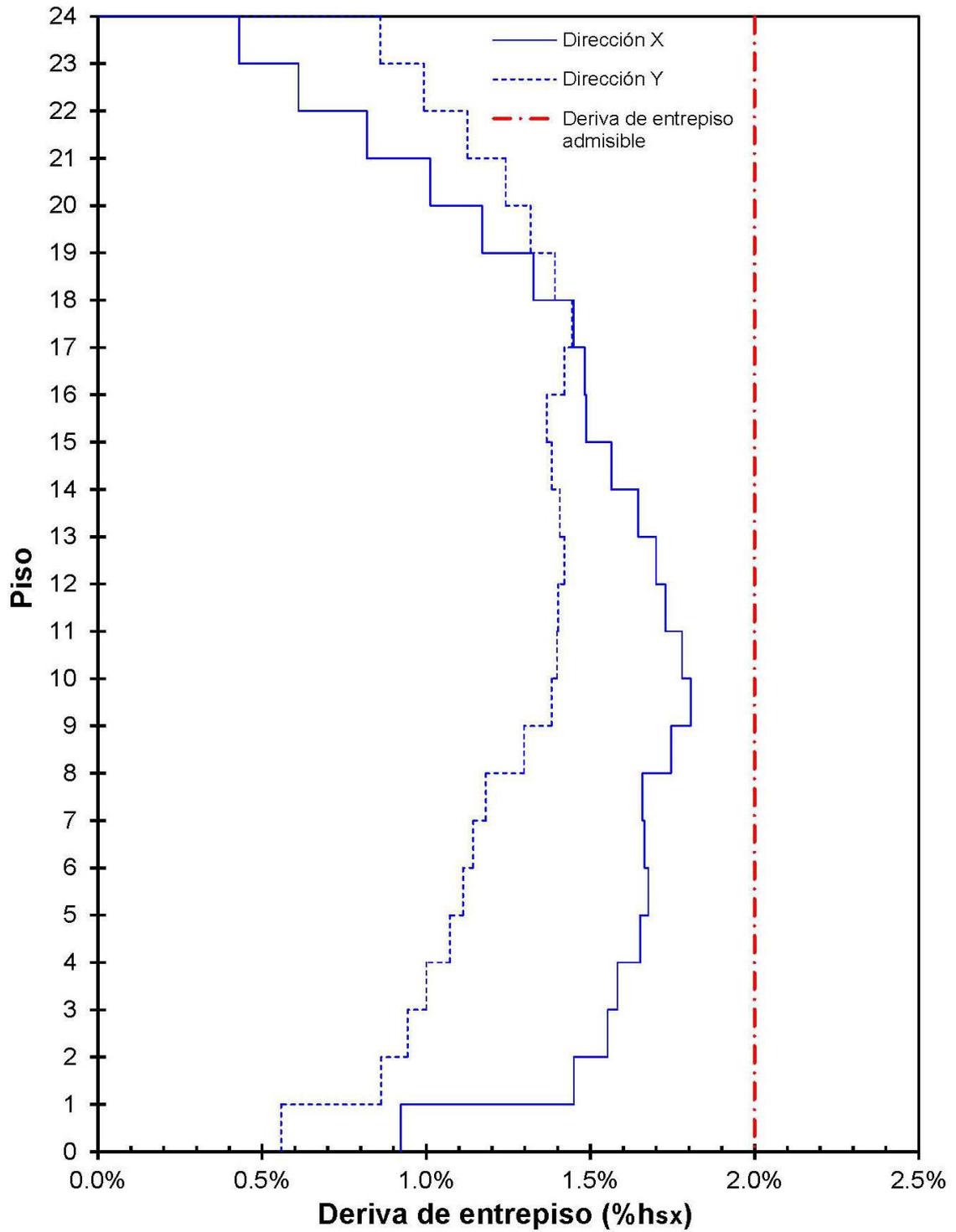


Figura 4.34. Derivas de entrepiso

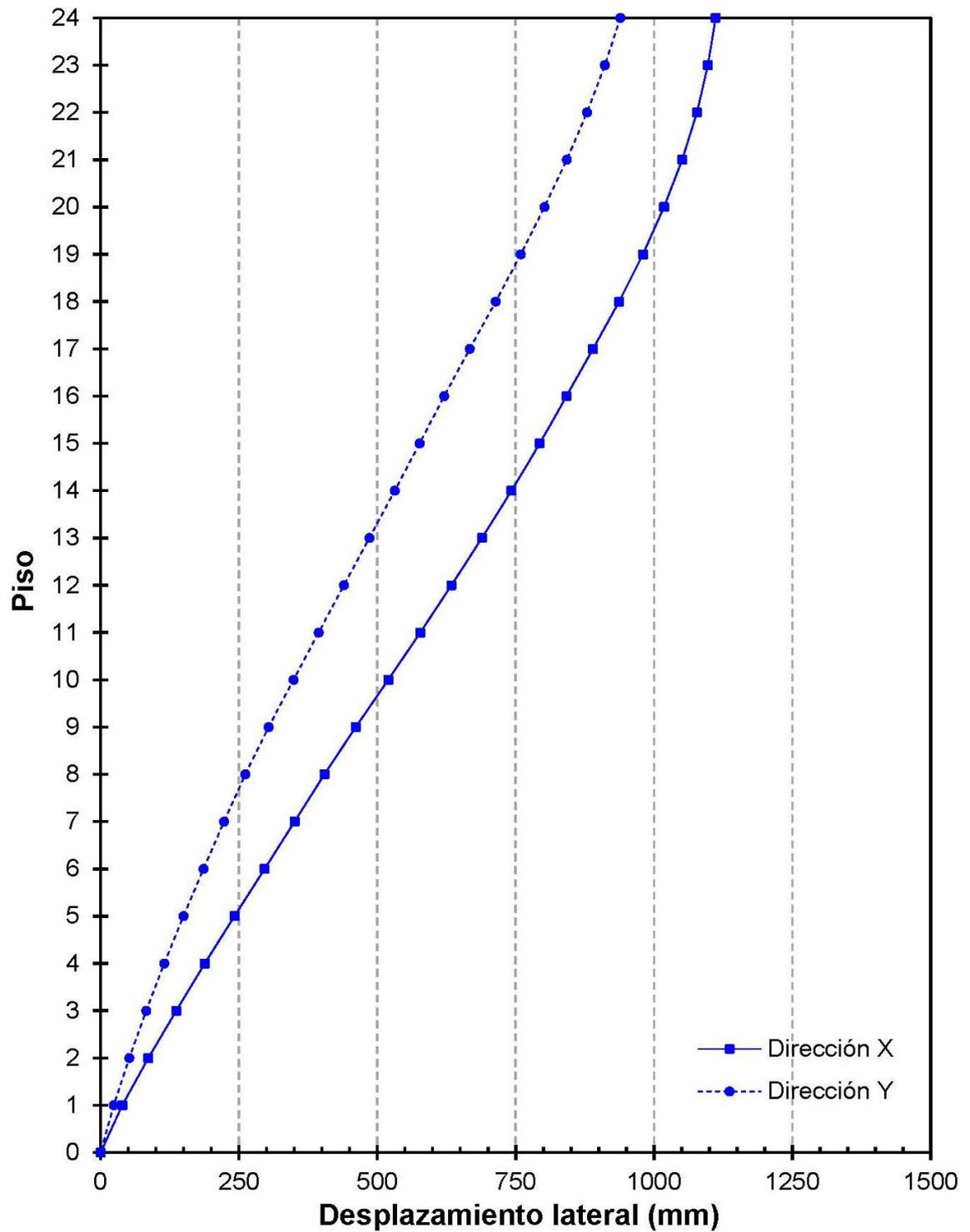
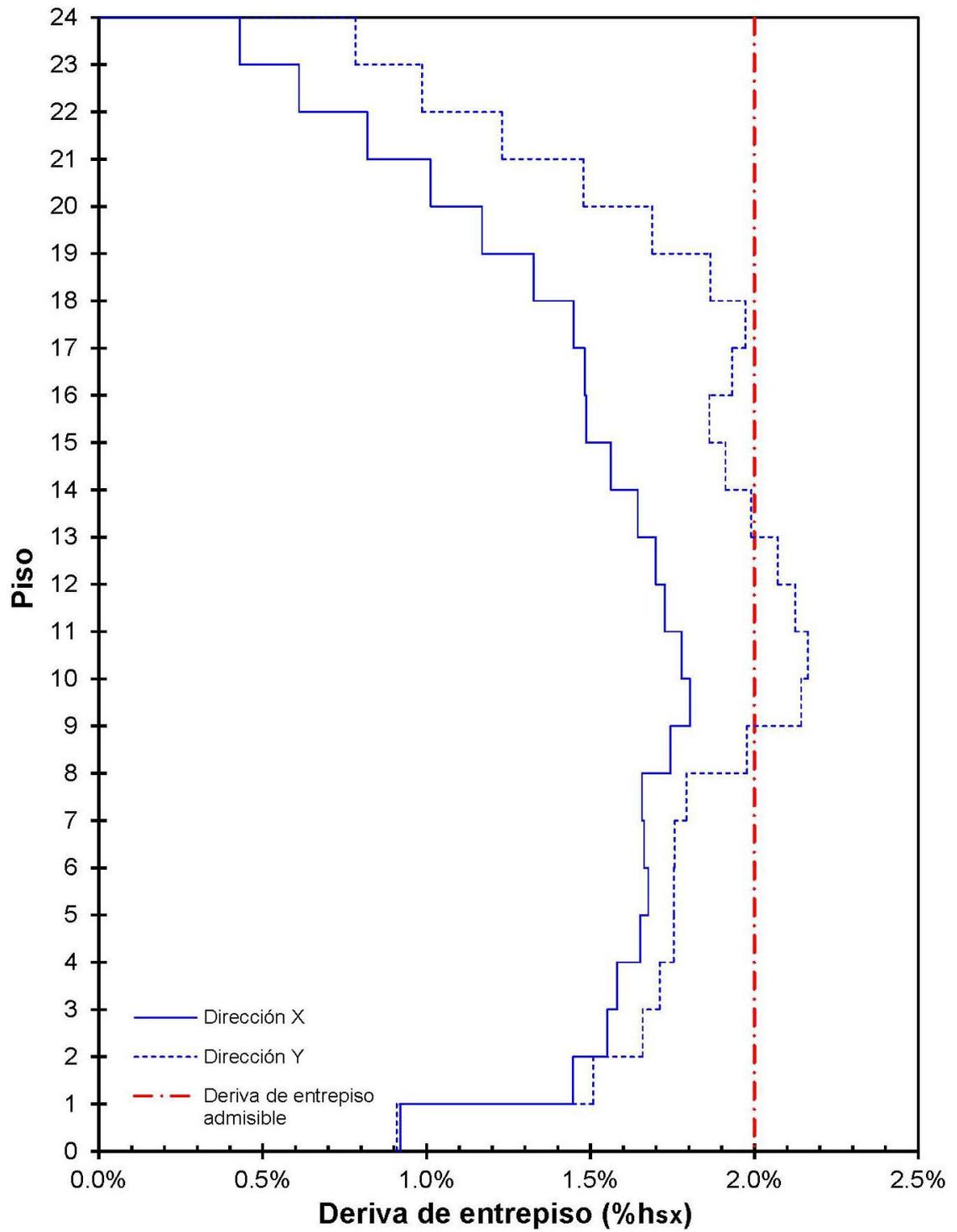
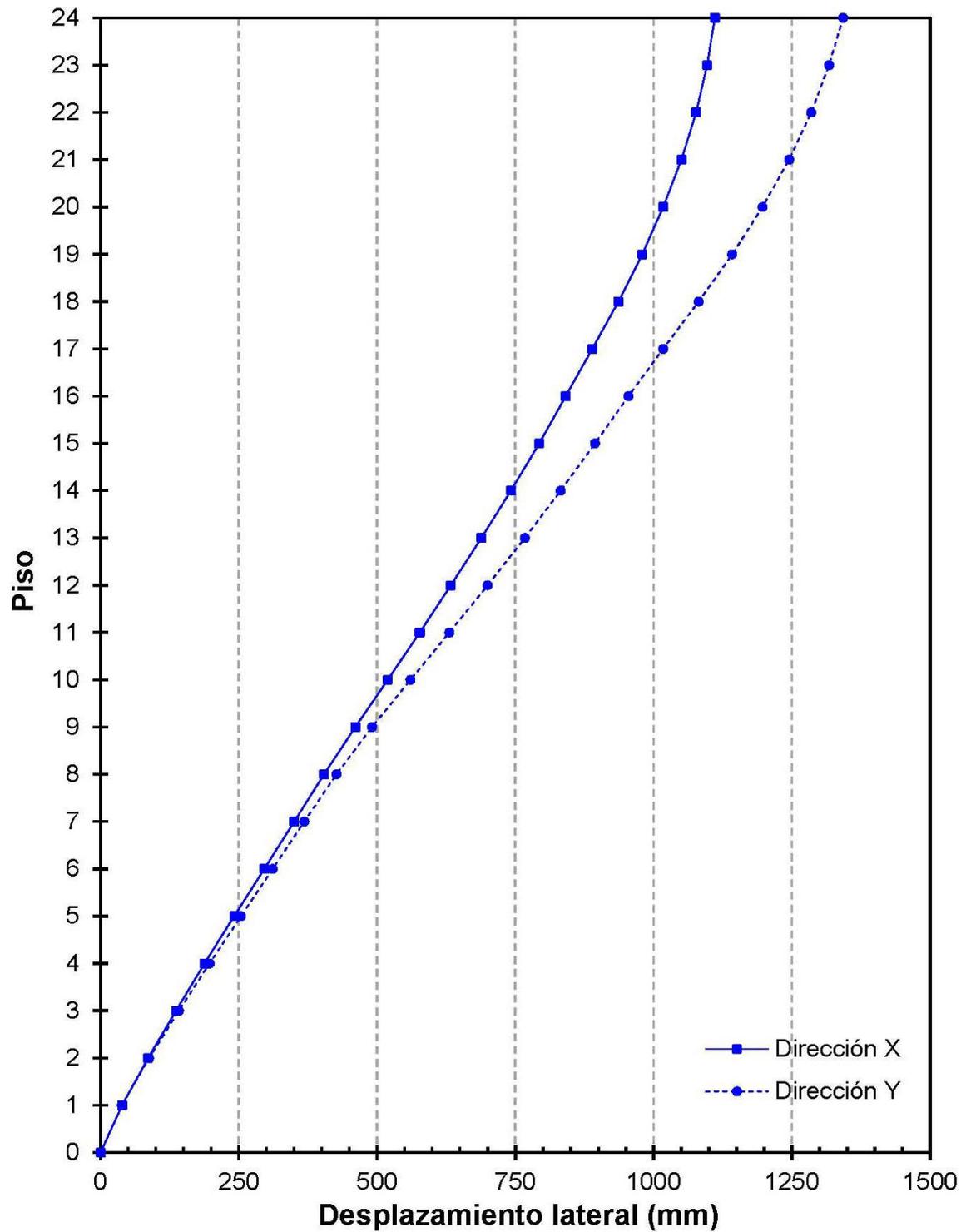


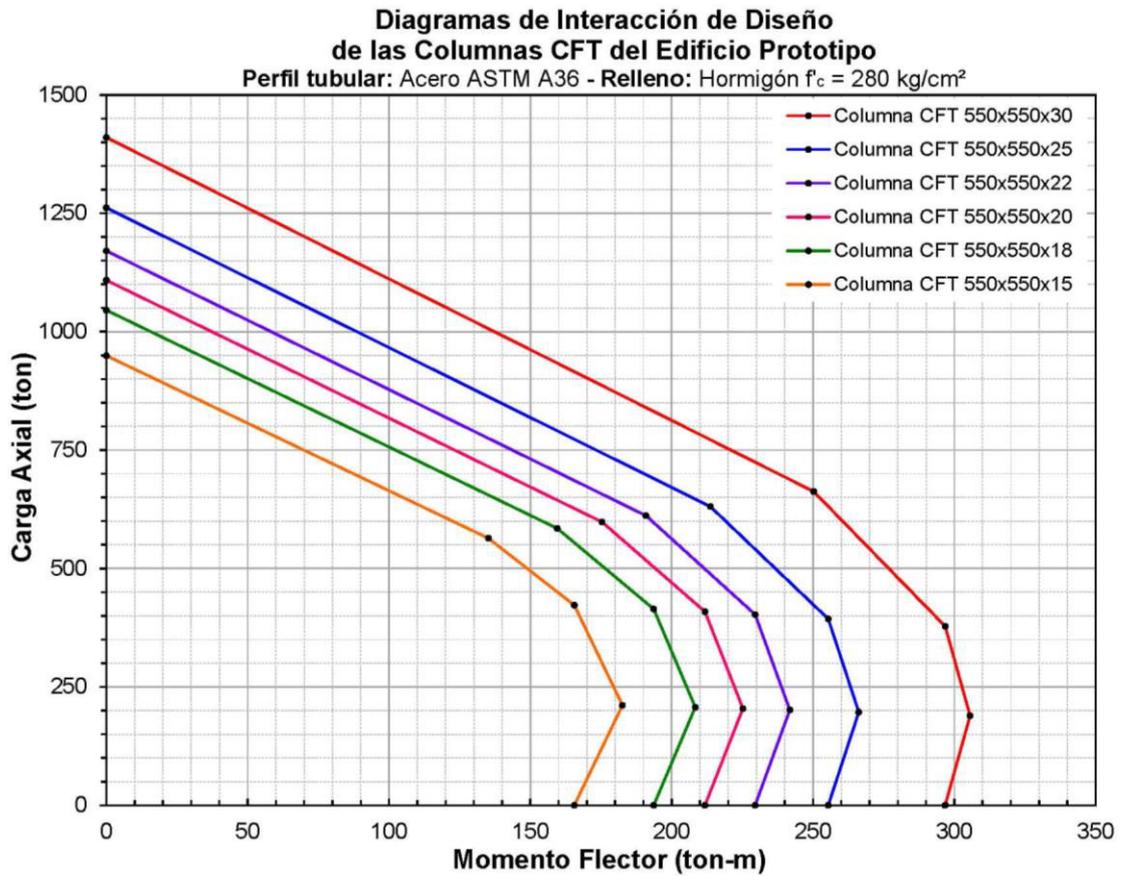
Figura 4.35. Desplazamientos laterales de piso amplificados



**Figura 4.36.** Derivas de entrepiso. Pórticos en la Dirección Y sin APR



**Figura 4.37.** Desplazamientos laterales de piso amplificados. Pórticos en la Dirección Y sin APR



**Figura 4.38.** Capacidad a flexo-compresión de diseño de las columnas CFT del edificio prototipo

## **CAPÍTULO 5**

### **5. RECOMENDACIONES PARA PROGRAMAS EXPERIMENTALES.**

#### **5.1. Generalidades.**

En este capítulo se presentan una serie de recomendaciones útiles para llevar a cabo los estudios experimentales correspondientes a las Fases II, III y IV del Plan de Investigación propuesto en el Capítulo 3 de esta tesis. Estos programas experimentales buscan estudiar el desempeño sísmico de conexiones a momento viga-columna CFT y de arriostramientos de pandeo restringido. Las recomendaciones que se describen a continuación están basadas en los requerimientos de ensayos de carga cíclica para la calificación de conexiones a momento viga columna y de arriostramientos de pandeo

restringido establecidos en las Secciones K2 y K3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b), respectivamente. En este capítulo se describen las características de los diferentes tipos de ensayos de calificación, los parámetros de calificación, y los requerimientos mínimos de ensayo relacionados al tamaño y materiales de los especímenes, detalles constructivos, protocolos de carga y criterios de aceptación.

## **5.2. Programa Experimental para el Estudio de Conexiones.**

### **5.2.1. Configuración del Ensayo de Conexiones.**

En el ensayo de conexiones, el espécimen de prueba se construye conectando rígidamente una viga metálica tipo “I” a un solo lado de la columna CFT, cuyos extremos se encuentran fijos, de manera que se forma un voladizo. A esta configuración se la conoce como espécimen en forma de “T” (T-shaped specimen, por su nombre en inglés) por la figura que adopta. Las Figuras 5.1 y 5.2 presentan esquemas de un espécimen del ensayo de conexiones. La Figura 5.3 muestra una fotografía de un espécimen en forma de “T” en un ensayo de conexiones real llevado a cabo en un laboratorio. Este espécimen de prueba corresponde a una sub-estructura del pórtico prototipo, la cual pretende representar, y por ende estudiar, el comportamiento de una conexión viga-columna exterior (ver Figura 5.4). Esta configuración de ensayo está

permitida por AISC 341-10 (AISC, 2010b), en su Sección K2.2, para ser empleada en un proyecto de calificación de conexiones a momento viga-columna.

### **5.2.2. Descripción del Ensayo de Conexiones.**

El ensayo de conexiones, con un espécimen en forma de “T”, se lleva a cabo de la siguiente manera: Una carga cíclica, producida por un actuador hidráulico (ver Figura 5.1), actúa sobre el extremo libre de la viga en forma perpendicular a su eje centroidal. Esta carga cíclica produce un desplazamiento vertical del extremo de la viga haciendo que ésta experimente una rotación  $\theta$  (ver Figura 5.2), y consecuentemente, se genere una demanda de momento flector en la conexión viga-columna.

### **5.2.3. Parámetros de Calificación de Conexiones a Momento Viga-Columna CFT.**

De acuerdo a la Sección G3.6b de AISC 341-10 (AISC, 2010b), las conexiones a momento viga-columna utilizadas en el sistema estructural PRMC deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- (1) La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones que resulten en una deriva de entrepiso de al menos 0.04 radianes.
- (2) La resistencia a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, deber ser por lo menos el 80% de la capacidad a flexión plástica ( $0.80M_p$ ) de la viga conectada para una deriva de entrepiso de 0.04 radianes.  $M_p$  se calcula de acuerdo a lo expuesto la Sección 4.3.2.2.3(a).

Cuando las vigas son interrumpidas en la conexión, como es el caso de la conexión empleada en este estudio (CVSR), las conexiones deberán ser calificadas usando los resultados de ensayos obtenidos de acuerdo a lo indicado en la Sección K2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b). Se deben proporcionar los resultados de al menos dos ensayos cíclicos, que estarán basados en una de las siguientes disposiciones:

- (i) Ensayos reportados en investigaciones o ensayos documentados llevados a cabo para otros proyectos que representen las condiciones del proyecto, y que estén dentro de los límites especificados en la Sección K2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).
- (ii) Ensayos que son realizados específicamente para el proyecto y que son representativos de los tamaños de los miembros, resistencias de los

materiales, configuraciones de la conexión, y procesos de conexión correspondientes, y que estén dentro de los límites especificados en la Sección K2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

#### **5.2.4. Requerimientos de Ensayos Cíclicos para la Calificación de Conexiones Viga-Columna de acuerdo a ANSI/AISC 341-10.**

La Sección K2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) incluye requerimientos de ensayos de carga cíclica para la calificación de conexiones viga-columna de pórticos resistentes a momento especiales, como los PRMC. El propósito de los ensayos descritos en esta sección es el de proporcionar evidencia suficiente de que una conexión viga-columna cumple con los requerimientos de resistencia y de deriva de entrepiso establecidos en AISC 341-10 (AISC, 2010b). Esta sección proporciona recomendaciones mínimas para condiciones de ensayo simplificadas.

##### **5.2.4.1. Variables Fundamentales del Ensayo.**

El espécimen de ensayo deberá replicar tanto como sea práctico el diseño, el detallamiento, aspectos constructivos, y propiedades de los materiales del prototipo. Las variables que se describen a continuación deberán ser replicadas en el espécimen de ensayo.

#### **5.2.4.1.1. Zonas de Rotación Inelástica.**

La rotación inelástica deberá ser calculada en base a un análisis de las deformaciones del espécimen de ensayo. Las zonas de rotación inelástica incluyen fluencia de los miembros, fluencia de los componentes de la conexión y conectores, y deslizamiento entre miembros y componentes de la conexión. Para conexiones viga-columna de pórticos resistentes a momento especiales, la rotación inelástica se calcula en base a la suposición de que la acción inelástica está concentrada a un único punto ubicado en la intersección del eje centroidal de la viga y el eje centroidal de la columna.

La rotación inelástica deberá desarrollarse en el espécimen de ensayo por acción inelástica en los mismos miembros y elementos de la conexión según lo previsto en el prototipo, es decir, en la viga, la zona de panel de la columna, en la columna fuera de la zona de panel, o en los elementos de la conexión, dentro de los límites que se describen a continuación. El porcentaje de la rotación inelástica total en el espécimen de prueba que se desarrolla en cada miembro o elemento de la conexión deberá estar dentro del 25% del porcentaje de la rotación inelástica total previsto en el prototipo que se desarrolla en el miembro o elemento de la conexión correspondiente.

#### **5.2.4.1.2. Tamaño de los Miembros.**

El tamaño de la viga usada en el espécimen de prueba deberá estar dentro de los siguientes límites:

- (1) El peralte de la viga de ensayo no deberá ser menor que el 90% del peralte de la viga del prototipo.
- (2) El peso por unidad de longitud de la viga de ensayo no deberá ser menor que el 75% del peso por unidad de longitud de la viga del prototipo.

El tamaño de la columna usada en el espécimen de prueba representará adecuadamente la acción inelástica en la columna, según los requerimientos de la Sección K2.3a de AISC 341-10 (AISC, 2010b). Adicionalmente, el peralte de la columna de ensayo no deberá ser menor que el 90% del peralte de la columna del prototipo.

Se permite una extrapolación más allá de los límites establecidos en esta sección cuando está sujeta a revisión y aprobación por parte de la autoridad competente.

#### **5.2.4.1.3. Detalles de la Conexión.**

Los detalles de la conexión empleados en el espécimen de ensayo deberán representar los detalles de la conexión del prototipo tanto como sea posible. Los elementos de la conexión usados en el espécimen de ensayo deberán ser una representación a escala real de los elementos de la conexión empleados en el prototipo, para los tamaños de miembros que sean ensayados.

#### **5.2.4.1.4. Placas de Continuidad.**

Tanto el tamaño como los detalles de conexión de las placas de continuidad utilizados en el espécimen de ensayo deberán ser dimensionados para que coincidan con el tamaño y los detalles de conexión de las placas de continuidad usados en el prototipo tanto como sea posible.

#### **5.2.4.1.5. Resistencia del Acero.**

Los siguientes requerimientos adicionales deberán cumplirse para cada miembro o elemento de conexión del espécimen de ensayo en el que se espera rotación inelástica por fluencia:

- (1) El esfuerzo de fluencia deberá determinarse de acuerdo a lo especificado en la Sección K2.6a de AISC 341-10 (AISC, 2010b). El uso de los valores del esfuerzo de fluencia que son reportados en informes de ensayos de materiales certificados en lugar de las pruebas físicas está prohibido para los propósitos de esta sección.
- (2) El esfuerzo de fluencia del ala de la viga, ensayada de conformidad con la Sección K2.6a de AISC 341-10 (AISC, 2010b), no deberá ser superior al 15% por debajo de  $R_yF_y$  para la calidad de acero a ser usado para los elementos correspondientes del prototipo.
- (3) El esfuerzo de fluencia de las columnas y elementos de la conexión no deberá ser superior al 15% por encima o por debajo de  $R_yF_y$  para la calidad de acero a ser usado para los elementos correspondientes del prototipo.  $R_yF_y$  deberá determinarse de acuerdo con la Sección A3.2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

#### **5.2.4.1.6. Uniones soldadas.**

Las soldaduras del espécimen de ensayo deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- (1) La soldadura deberá desempeñarse de conformidad con las Especificaciones del Proceso de Soldadura (EPS) según lo requerido en AWS D1.1/D1.1M. Las variables esenciales de las EPS deberán satisfacer los requerimientos de AWS D1.1/D1.1M y deberán estar dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte. La resistencia a la tensión y la tenacidad (del ensayo Charpy de muesca en V) de las soldaduras usadas en el ensamblaje del ensayo deberán determinarse mediante ensayos, según lo especificado en la Sección K2.6c, llevados a cabo utilizando el mismo tipo de material de aporte, fabricante, marca o nombre comercial, diámetro, y entrada de calor promedio para las EPS empleadas en el espécimen de ensayo. El uso de valores de la resistencia a la tensión y la tenacidad reportados en informes del fabricante en lugar de ensayos físicos están prohibidos para los propósitos de esta sección.
- (2) La resistencia a la tensión mínima especificada del metal de aporte usado en el espécimen de ensayo deberá ser la misma que la usada para las soldaduras del prototipo correspondientes. La resistencia a la tensión de la soldadura ensayada de acuerdo con la Sección K2.6c de AISC 341-10 (AISC, 2010b) no deberá exceder la resistencia a la tensión del metal de aporte especificada para el prototipo en más de 25 ksi (172 MPa).

- (3) La tenacidad (del ensayo Charpy de muesca en V) mínima especificada del metal de aporte del espécimen de ensayo no deberá exceder la empleada para las soldaduras del prototipo correspondientes. La tenacidad, obtenida del ensayo Charpy de muesca en V, de la soldadura ensayada de acuerdo con la Sección K2.6c de AISC 341-10 (AISC, 2010b) no deberá exceder la tenacidad (del ensayo Charpy de muesca en V) mínima especificada del prototipo en más del 50%, o 25 ft-lb (34 J), la que sea mayor.
- (4) Las posiciones de soldadura empleadas para realizar las soldaduras en el espécimen de prueba deberán ser las mismas que las usadas para las soldaduras del prototipo.
- (5) Los detalles de las barras de respaldo de la soldadura, platinas de soldadura y objetos similares usados para las soldaduras del espécimen de ensayo deberán ser los mismos a los usados en las soldaduras del prototipo correspondientes. Las barras de respaldo y platinas de la soldadura no deberán ser removidas de las soldaduras del espécimen de ensayo a menos que éstas sean removidas de las soldaduras del prototipo.

- (6) Los métodos de inspección y ensayos no destructivos y normas de aceptación usada para las soldaduras del espécimen de ensayo deberán ser los mismos que los empleados para las soldaduras del prototipo.

#### **5.2.4.2. Protocolo de Carga.**

##### **5.2.4.2.1. Requerimientos Generales.**

El espécimen de ensayo deberá ser sujeto a cargas cíclicas de conformidad con los requerimientos establecidos en la Sección K2.4b de AISC 341-10 (AISC, 2010b) para conexiones a momento viga-columna empleadas en pórticos a momento especiales, como los PRMC. Se permite emplear una secuencia de carga diferente a la que se describe en la Sección K2.4b de AISC 341-10 (AISC, 2010b) cuando dicha secuencia haya demostrado ser de una severidad equivalente o mayor.

##### **5.2.4.2.2. Secuencia de Carga.**

Los ensayos cíclicos de calificación de conexiones a momento viga-columna usadas en pórticos a momento especiales, como los PRMC, deberán ser llevados a cabo controlando la deriva de entrepiso,  $\theta$ , impuesta al espécimen de prueba, tal como se especifica a continuación:

- (1) 6 ciclos de carga a  $\theta = 0.00375$  rad
- (2) 6 ciclos de carga a  $\theta = 0.005$  rad
- (3) 6 ciclos de carga a  $\theta = 0.0075$  rad
- (4) 4 ciclos de carga a  $\theta = 0.01$  rad
- (5) 2 ciclos de carga a  $\theta = 0.015$  rad
- (6) 2 ciclos de carga a  $\theta = 0.02$  rad
- (7) 2 ciclos de carga a  $\theta = 0.03$  rad
- (8) 2 ciclos de carga a  $\theta = 0.04$  rad

Continuar la aplicando carga a incrementos de  $\theta = 0.01$  rad, con dos ciclos de carga en cada paso, por ejemplo:

- (9) 2 ciclos de carga a  $\theta = 0.05$  rad

(10) 2 ciclos de carga a  $\theta = 0.06$  rad

#### **5.2.4.3. Instrumentación.**

Deberá instalarse suficiente instrumentación en el espécimen de ensayo para permitir la medición o el cálculo de los parámetros descritos en la Sección K2.7 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

#### **5.2.4.4. Requerimientos de Ensayos para los Materiales de los Especímenes.**

##### **5.2.4.4.1. Requerimientos de Ensayos de Tensión para Especímenes de Acero Estructural.**

Los ensayos de tensión deben ser realizados a muestras tomadas del material de las placas de ensayo de acuerdo con la Sección K2.6b de AISC 341-10 (AISC, 2010b). El material de las placas de ensayo deberá ser acero de la misma calidad que el usado en el espécimen de prueba. Los resultados de ensayos de tensión de reportes de ensayos de materiales certificados deben ser reportados, pero para los propósitos de esta sección se prohíbe que los mismos sean presentados en lugar de los ensayos de materiales del

espécimen. Los resultados del ensayo deberán ser realizados y reportados para las siguientes partes del espécimen de ensayo:

- (1) Ala(s) y alma(s) de vigas y columnas en ubicaciones estándar.
- (2) Cualquier otro elemento de la conexión que proporciona rotación inelástica por fluencia.

#### **5.2.4.4.2. Métodos de Ensayos de Tensión.**

Los ensayos de tensión deberán ser realizados de acuerdo con las normas ASTM A6, ASTM A370 y ASTM E8, con las siguientes excepciones:

- (1) El esfuerzo de fluencia que se reporta a partir del ensayo estará basado en la definición del esfuerzo de fluencia establecida en ASTM A370, usando el método del desfase a una deformación unitaria de 0.002 mm/mm.
- (2) La velocidad de carga para el ensayo de tensión deberá replicar, en la medida de lo práctico, la velocidad de carga empleada para el ensayo del espécimen.

#### **5.2.4.4.3. Requerimientos de Ensayos para el Metal de la Soldadura de los Especímenes.**

Los ensayos del metal de la soldadura deberán ser realizados a muestras extraídas del material de las placas de ensayo, hechas usando el mismo material de aporte, fabricante, marca o nombre comercial y diámetro, y usando la misma entrada de calor promedio que el usado en la soldadura del espécimen de ensayo. La resistencia a la tensión y tenacidad (del ensayo Charpy de muesca en V) del material de la soldadura de los especímenes deberá determinarse de acuerdo con la publicación “Standard Methods for Mechanical Testing of Welds” AWS B4.0/B4.0M. El uso de valores de la resistencia a la tensión y tenacidad reportados en certificados del fabricante en lugar de ensayos está prohibido para los propósitos de esta sección.

Las mismas EPS deberán ser usadas para hacer el espécimen de ensayo y el material de las placas de ensayo. El material de las placas de ensayo deberá usar metal base de la misma calidad y tipo al utilizado para el espécimen de ensayo, aunque no sea necesario usar el mismo lote. Si la entrada de calor promedio usada para hacer el material de las placas de ensayo no está dentro de  $\pm 20\%$  del empleado para el espécimen de ensayo, una nueva placa de ensayo de material deberá ser hecha y ensayada.

#### **5.2.4.5. Requerimientos del Reporte del Ensayo.**

Para cada espécimen ensayado, se debe preparar un reporte escrito que cumpla con los requerimientos establecidos por la autoridad competente y los requerimientos descritos a continuación. Este reporte deberá documentar minuciosamente las características principales y los resultados del ensayo. El informe deberá incluir la siguiente información:

- (1) Un dibujo o una descripción clara de la configuración del ensayo, incluyendo sus dimensiones principales, condiciones de frontera en los puntos de aplicación de cargas y de reacciones, y ubicación de arriostamiento lateral, si lo hubiere.
  
- (2) Un dibujo de los detalles de la conexión que muestre el tamaño de los miembros, la calidad del acero, el tamaños de todos los elementos de la conexión, detalles de la soldadura incluyendo el material de aporte, el tamaño y ubicación de los agujeros de pernos, el tamaño y calidad de los pernos, y todos los demás detalles de las conexiones que se consideren pertinentes.

- (3) Una lista de todas las demás variables fundamentales del espécimen de ensayo que se indican en la Secciones K2.3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).
- (4) Un listado o gráfico que muestre la historia de cargas o desplazamientos aplicados.
- (5) Un listado de todas las soldaduras diseñadas como de demanda crítica.
- (6) Definición de la región del miembro y de la conexión diseñada como zona protegida.
- (7) Un gráfico de la carga aplicada versus el desplazamiento del espécimen de ensayo. El desplazamiento reportado en este gráfico debe ser medido en o cerca del punto de aplicación de la carga. Las ubicaciones en el espécimen de ensayo donde se midieron las cargas y deformaciones deben ser claramente identificadas.
- (8) Un gráfico del momento flector de la viga versus la deriva de entrepiso. Tanto el momento flector de la viga como la deriva de entrepiso deber ser calculados con respecto al aje centroidal de la columna.

- (9) La deriva de entrepiso y la rotación inelástica total desarrollada por el espécimen de ensayo. Los componentes del espécimen de ensayo que contribuyan a la rotación inelástica total debido a fluencia o deslizamiento deber ser identificados. La fracción de la rotación inelástica total contribuida por cada componente del espécimen de ensayo debe ser reportada. El método utilizado para determinar las rotaciones inelásticas debe ser indicado claramente.
- (10) Una lista con las observaciones más importantes del ensayo presentadas en orden cronológico, incluyendo observaciones de la fluencia, deslizamiento, inestabilidad, y ruptura de alguna parte del espécimen de prueba, según corresponda.
- (11) El modo de falla que gobierna para el espécimen de ensayo. Si el ensayo es finalizado antes de que se presente la falla, las razones para la terminación de la prueba deben ser indicadas claramente.
- (12) Los resultados de los ensayos de los materiales del espécimen especificados en la Sección K2.6 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).
- (13) Las Especificaciones para el Proceso de Soldadura (WPS, por sus siglas en inglés) y reportes de inspección de soldadura.

Dibujos, datos y análisis adicionales sobre el espécimen o resultados del ensayo pueden ser incluidos en el reporte.

#### **5.2.4.6. Criterios de aceptación.**

El espécimen de ensayo debe satisfacer los requerimientos de resistencia y deriva de entrepiso descritos previamente en la Sección 5.2.2. El espécimen de ensayo debe resistir la deriva de entrepiso requerida por al menos un ciclo de carga completo.

### **5.3. Programa Experimental para el Estudio de Cruciformes.**

#### **5.3.1. Configuración del Ensayo de Cruciformes.**

En el ensayo de cruciformes, el espécimen de prueba se construye conectando rígidamente una viga metálica tipo "I" a ambos lados de la columna CFT, formando así una cruz. En este ensayo, la columna se encuentra sujeta (articulada) solamente en la parte inferior, es decir, el extremo superior queda libre. Por otro lado, las vigas se apoyan sobre rodillos (apoyos móviles) en uno de sus extremos, ya que el otro extremo permanece conectado a la columna. Al espécimen de esta prueba se lo conoce como cruciforme (cruciform sub-

assemblage specimen, por su nombre en inglés) debido a la figura que adopta. Las Figuras 5.5 y 5.6 presentan esquemas de un espécimen del ensayo de cruciformes. La Figura 5.7 muestra una fotografía de un espécimen en un ensayo de cruciforme real llevado a cabo en un laboratorio. Este espécimen de prueba corresponde a una sub-estructura del pórtico prototipo, la cual pretende representar, y por ende estudiar, el comportamiento de una conexión viga-columna interior (ver Figura 5.8). Esta configuración de ensayo está permitida por AISC 341-10 (AISC, 2010b), en su Sección K2.2, para ser empleada en un proyecto de calificación de conexiones a momento viga-columna.

### **5.3.2. Descripción del Ensayo de Cruciformes.**

El ensayo de cruciformes se lleva a cabo de la siguiente manera: Una carga cíclica, producida por un actuador hidráulico (ver Figura 5.5), es aplicada en el extremo libre de la columna en forma perpendicular a su eje centroidal. Esta carga cíclica produce un desplazamiento horizontal del extremo de la columna haciendo que ésta experimente una rotación o deriva de entrepiso  $\theta$  (ver Figura 5.6), y consecuentemente, se genere una demanda de momento flector en la conexión viga-columna.

### **5.3.3. Parámetros de Calificación de Conexiones a Momento Viga-Columna.**

Los parámetros de calificación de conexiones a momento viga-columna mediante ensayos de cruciformes son los mismos que fueron mencionados previamente en la Sección 5.2.3.

### **5.3.4. Requerimientos de Ensayos Cíclicos para la Calificación de Conexiones Viga-Columna de acuerdo a ANSI/AISC 341-10.**

Los requerimientos de ensayos de cruciformes, para la calificación de conexiones viga-columna, son los mismos que fueron indicados previamente en la Sección 5.2.4.

## **5.4. Programa Experimental para el Estudio de Arriostramientos de Pandeo Restringido.**

### **5.4.1. Configuración del Ensayo de Arriostramientos de Pandeo Restringido.**

#### **5.4.1.1. Ensayo de APR Individual**

En un ensayo de APR Individual, el espécimen de prueba consiste en un arriostramiento de pandeo restringido (APR) solamente, el cual, generalmente, se encuentra sujeto en un extremo. La posición del dispositivo APR puede ser horizontal o vertical durante la prueba; esto depende de los equipos de aplicación de carga. La Figura 5.9 presenta un esquema de un espécimen de ensayo de APR individual. La Figuras 5.10 y 5.11 muestran fotografías de ensayos de APR individual llevados a cabo en laboratorio.

#### **5.4.1.2. Ensayo de APR en Sub-estructura**

En un ensayo de APR en sub-estructura, el espécimen de ensayo consiste en un pórtico de uno o varios niveles y vanos, formado por vigas y columnas, que incorpora uno o varios arriostramientos de pandeo restringido. Existen otras configuraciones más sencillas que pueden ser empleadas como especímenes

en ensayos de APR en sub-estructura, como por ejemplo: una columna, con un extremo fijo (articulado) y un extremo libre, con un arriostramiento; o un arriostramiento de pandeo restringido solamente, pero configurado de tal manera que, a más de carga axial, esté sujeto a rotación. La Figura 5.12 presenta varios esquemas de especímenes de ensayo de APR en sub-estructura. Las Figuras 5.13 y 5.14 muestran fotografías de especímenes reales de ensayos de APR en sub-estructura.

#### **5.4.2. Descripción del Ensayo de Arriostramientos de Pandeo Restringido.**

##### **5.4.2.1. Ensayo de APR Individual**

El ensayo de APR Individual se lleva a cabo de la siguiente manera: Una carga axial cíclica se aplica en el extremo libre del arriostramiento. En este ensayo no debe producirse demanda de rotación alguna en el arriostramiento. La carga cíclica de tensión y compresión aplicada produce una deformación axial del arriostramiento.

#### **5.4.2.2. Ensayo de APR en Sub-estructura**

El ensayo de APR en sub-estructura se lleva a cabo de la siguiente manera: Una carga lateral cíclica, que simula la acción sísmica, se aplicada sobre la sub-estructura (espécimen de prueba). En este ensayo, la carga no es aplicada directamente al arriostamiento de pandeo restringido. La carga lateral reversible aplicada produce en el APR tanto deformación axial como rotación, de esta manera puede observarse el comportamiento global del arriostamiento cuando forma parte de un pórtico.

#### **5.4.3. Parámetros de Calificación de Arriostamientos de Pandeo Restringido.**

De acuerdo a la Sección F4.2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b), el diseño de los arriostamientos de pandeo restringido (APR) deben proporcionar el desempeño requerido en las Secciones F4.5b(1) y F4.5b(2) de AISC 341-10 (AISC, 2010b), es decir, el APR estará compuesto por un núcleo de acero, que resiste toda la carga axial que se desarrolla en el arriostamiento, y un sistema de restricción que elimina el modo de falla por pandeo del núcleo cuando el APR está sujeto a elevadas fuerzas de compresión, de manera que el APR sea capaz de alcanzar la fluencia tanto en tensión como en compresión.

Los APR deberán ser diseñados, ensayados y detallados para soportar las deformaciones esperadas. Las deformaciones esperadas son aquellas correspondientes a una deriva de entrepiso de al menos 2% de la altura de entrepiso o dos veces la deriva de entrepiso de diseño, la que sea mayor, además de las deformaciones del arriostramiento resultado de la deformación del pórtico debido a las cargas gravitacionales.

El diseño de los APR debe estar basado en los resultados de ensayos cíclicos de calificación de acuerdo con los procedimientos y criterios de aceptación de la Sección K3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b). Los resultados de los ensayos de calificación consistirán en al menos dos ensayos cíclicos exitosos: uno debe ser un ensayo de arriostramiento en sub-estructura, y el otro será ya sea un ensayo de arriostramiento individual o un ensayo de arriostramiento en sub-estructura. Ambos tipos de ensayos estarán basados en una de las siguientes disposiciones:

- (i) Ensayos reportados en investigaciones o ensayos documentados llevados a cabo para otros proyectos.
- (ii) Ensayos que son realizados específicamente para el proyecto.

#### **5.4.4. Requerimientos de Ensayos Cíclicos para la Calificación de Arriostramientos de Pandeo Restringido de acuerdo a ANSI/AISC 341-10.**

La Sección K3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) incluye requerimientos para ensayos cíclicos de calificación de arriostramiento individual y arriostramiento en sub-estructura. El propósito de los ensayos de arriostramientos individuales es el de proporcionar evidencia de que un APR satisface los requerimientos de resistencia y deformación inelástica establecidos en AISC 341-10 (AISC, 2010b); estos ensayos permiten además determinar las máximas fuerzas que se desarrollan en el arriostramiento para efectos del diseño de los elementos adyacentes (i.e., viga, columnas y conexiones). El propósito de los ensayos de arriostramientos en sub-estructura es el de proporcionar evidencia de que el diseño del APR puede acomodar satisfactoriamente las demandas de deformación axial y de rotación previstas en el diseño. Además, el ensayo de arriostramiento en sub-estructura pretende demostrar que el comportamiento histerético del APR en este ensayo es consistente con el observado en los APR ensayados a carga axial solamente. Esta sección proporciona únicamente recomendaciones mínimas para condiciones de ensayo simplificadas.

#### **5.4.4.1. Espécimen de Ensayo de Arriostramiento en Sub-estructura**

El ensayo de arriostramiento en sub-estructura deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

- (1) El mecanismo para acomodar la rotación inelástica en el espécimen del ensayo de arriostramiento en sub-estructura deberá ser el mismo que el del prototipo. Las demandas de deformaciones rotacionales en el espécimen del ensayo de arriostramiento en sub-estructura deberán ser iguales o mayores a las del prototipo.
- (2) La carga axial de fluencia del núcleo de acero,  $P_{y_{sc}}$ , del APR en el espécimen de arriostramiento en sub-estructura no deberá ser menor que la del prototipo, donde ambas resistencias se basan en el área de la sección transversal del núcleo de acero,  $A_{sc}$ , multiplicada por el esfuerzo de fluencia determinado a partir de ensayos de probetas.
- (3) La forma de la sección transversal y orientación de la proyección del núcleo de acero del espécimen de ensayo de arriostramiento en sub-estructura deberá ser igual a la empleada en el prototipo.

- (4) La misma metodología de diseño empleada para el prototipo debe ser usada para el diseño de la sub-estructura, con la finalidad de poder establecer comparaciones entre las demandas de deformaciones rotacionales del APR en sub-estructura y el prototipo. En los cálculos de estabilidad, las vigas, columnas y placas gusset que se conectan al APR deberán ser considerados como parte del sistema.
- (5) Los márgenes de seguridad calculados para el diseño de la conexión del APR prototipo, estabilidad del núcleo de acero, pandeo global y algún otro detalle constructivo del espécimen de ensayo de arriostramiento en sub-estructura, con excepción de las placas gusset, para el prototipo, deberán ser iguales o superiores a los de la construcción del espécimen de prueba de sub-estructura.
- (6) El soporte lateral del espécimen de ensayo de arriostramiento en sub-estructura deberá replicar el soporte lateral empleado en el prototipo.
- (7) Tanto el APR del espécimen de prueba como el APR prototipo deberán ser fabricados de acuerdo a los mismos procesos y procedimientos de control de calidad y garantía.

Se permite realizar una extrapolación de los requerimientos para especímenes de prueba de arriostamiento en sub-estructura más allá de los límites establecidos en esta sección, pero sujeta a revisión y aprobación por parte de la autoridad competente.

#### **5.4.4.2. Espécimen de Ensayo de Arriostamiento Individual.**

El espécimen de APR individual deberá replicar tanto como sea práctico el diseño, detallamiento, los aspectos constructivos y propiedades de los materiales del APR prototipo.

##### **5.4.4.2.1. Diseño del Espécimen de Ensayo de Arriostamiento Individual.**

La misma metodología de diseño debe ser usada tanto para el espécimen de ensayo de arriostamiento como para el prototipo. Los cálculos del diseño demostrarán, como mínimo, los siguientes requerimientos:

- (1) El margen de seguridad calculado para la estabilidad por pandeo global para el prototipo deberá ser igual o mayor que el del espécimen de ensayo de arriostamiento.

- (2) Los márgenes de seguridad calculados para el espécimen de ensayo y el prototipo deberán tomar en cuenta las diferencias de las propiedades de los materiales, incluyendo el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último, elongación última, y tenacidad.

#### **5.4.4.2.2. Fabricación del Especimen de Ensayo de Arriostamiento Individual.**

El espécimen de ensayo de arriostamiento y el prototipo deberán ser fabricados de acuerdo a los mismos procedimientos y procesos de control y de aseguramiento de la calidad.

#### **5.4.4.2.3. Similitud entre el Especimen de Ensayo de Arriostamiento Individual y el APR Prototipo.**

El espécimen de ensayo de arriostamiento individual deberá cumplir los siguientes requerimientos:

- (1) La forma de la sección transversal y orientación del núcleo de acero deberán ser las mismas que las del prototipo.

- (2) La resistencia/carga axial de fluencia del núcleo de acero,  $P_{y_{sc}}$ , del espécimen de ensayo de arriostamiento no deberá ser menor que el 50% o mayor que el 120% de la del prototipo, donde ambas resistencias están basadas en el área del núcleo,  $A_{sc}$ , multiplicada por el esfuerzo de fluencia determinado mediante ensayos.
- (3) El material para, y método de, separación entre el núcleo de acero y el mecanismo de restricción del pandeo (i.e., la capa de material antiadherente) deberá ser el mismo que el del prototipo.

Se permite extrapolación más allá de los límites establecidos en esta sección, pero sujeta a revisión y aprobación por parte de la autoridad competente.

#### **5.4.4.2.4. Detalles de Conexiones.**

Los detalles de la conexión empleada en el espécimen de ensayo de arriostamiento deberán representar los detalles de la conexión del prototipo tanto como sea práctico.

#### **5.4.4.2.5. Materiales.**

- (1) **Núcleo de acero.**

Los siguientes requerimientos deberán cumplirse para el núcleo de acero del espécimen de ensayo de arriostamiento.

- (a) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado del núcleo de acero del espécimen de ensayo de arriostamiento deberá ser igual al del prototipo.
- (b) El esfuerzo de fluencia medido del material del núcleo de acero del espécimen de ensayo de arriostamiento deberá ser al menos el 90% del esfuerzo de fluencia del núcleo de acero del prototipo obtenido mediante ensayos.
- (c) El esfuerzo y deformación última mínima especificada del núcleo de acero del espécimen de ensayo de arriostamiento no deberá ser mayor que los del prototipo.

**(2) Mecanismo de restricción del pandeo.**

Los materiales usados en el mecanismo de restricción del pandeo del espécimen de ensayo de arriostamiento deberán ser los mismos que se emplearon en el prototipo.

#### **5.4.4.2.6. Conexiones.**

Las conexiones soldadas, empernadas o articuladas (con pasadores) del espécimen de ensayo de arriostramiento deberán replicar aquellas empleadas en el prototipo tanto como sea práctico.

#### **5.4.4.3. Protocolo de Carga.**

##### **5.4.4.3.1. Requerimientos Generales.**

El espécimen de ensayo deberá ser sujeto a cargas cíclicas de conformidad con los requerimientos establecidos en las Secciones K3.4b y K3.4c de AISC 341-10 (AISC, 2010b). Se permiten incrementos de carga adicionales más allá de los que se describen en la Sección K3.4c de AISC 341-10 (AISC, 2010b). Cada ciclo incluirá una carga de tensión y de compresión plena para la deformación prescrita.

##### **5.4.4.3.2. Control del Ensayo.**

El ensayo deberá ser llevado a cabo controlando el nivel de deformación axial o de rotación,  $\Delta_b$ , impuesta al espécimen de prueba. Como alternativa, se

permite que la deformación de rotación máxima sea aplicada y mantenida como el protocolo seguido para la deformación axial.

#### **5.4.4.3.3. Secuencia de Carga.**

Las cargas deberán ser aplicadas al espécimen de prueba para producir las siguientes deformaciones, donde la deformación es la deformación axial del núcleo de acero para el espécimen de ensayo de arriostramiento individual, y la demanda de deformación de rotación para el espécimen de ensayo de arriostramiento en sub-estructura:

- (1) 2 ciclos de carga a la deformación correspondiente a  $\Delta_b = \Delta_{by}$
- (2) 2 ciclos de carga a la deformación correspondiente a  $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$
- (3) 2 ciclos de carga a la deformación correspondiente a  $\Delta_b = 1.0\Delta_{bm}$
- (4) 2 ciclos de carga a la deformación correspondiente a  $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$
- (5) 2 ciclos de carga a la deformación correspondiente a  $\Delta_b = 2.0\Delta_{bm}$

- (6) Ciclos de carga completos adicionales, a la deformación correspondiente a  $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$ , según se requieran para que el espécimen de prueba alcance una deformación axial inelástica acumulada de al menos 200 veces la deformación de fluencia (este numeral no es requerido para el espécimen de ensayo de arriostamiento en sub-estructura).

donde,

$\Delta_{bm}$  : Valor del parámetro de deformación,  $\Delta_b$ , correspondiente a la deriva de entrepiso de diseño

$\Delta_{by}$  : Valor del parámetro de deformación,  $\Delta_b$ , correspondiente a la primera fluencia del espécimen de ensayo

La deriva de entrepiso de diseño no deberá ser menor que 0.01 veces la altura de entrepiso para efectos del cálculo de  $\Delta_{bm}$ . Se permite usar otras secuencias de carga para calificar los especímenes de ensayo cuando éstos han demostrado ser de igual o de mayor rigurosidad en términos de la deformación inelástica máxima y acumulada.

#### **5.4.4.4. Instrumentación.**

Deberá instalarse suficiente instrumentación en el espécimen de ensayo para permitir la medición o el cálculo de los parámetros descritos en la Sección K3.7 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

#### **5.4.4.5. Requerimientos de Ensayos de Materiales.**

##### **5.4.4.5.1. Requerimientos de Ensayos de Tensión.**

Los ensayos de tensión deben ser realizados a muestras de acero de la misma calidad que el utilizado para fabricar el núcleo de acero. Los resultados de ensayos de tensión de reportes de ensayos de materiales certificados deben ser reportados, pero para los propósitos de esta sección se prohíbe que los mismos sean presentados en lugar de los ensayos de materiales del espécimen. Los resultados del ensayo estarán basados en las pruebas llevadas a cabo de conformidad con la Sección 3.6b de AISC 341-10 (AISC, 2010b).

#### **5.4.4.5.2. Métodos de Ensayos Tensión.**

Los ensayos de tensión deberán ser realizados de acuerdo con las normas ASTM A6, ASTM A370 y ASTM E8, con las siguientes excepciones:

- (1) El esfuerzo de fluencia que se reporta a partir del ensayo estará basado en la definición del esfuerzo de fluencia establecida en ASTM A370, usando el método del desfase de una deformación unitaria de 0.002 mm/mm.
- (2) La velocidad de carga para el ensayo de tensión deberá replicar, en la medida de lo práctico, la velocidad de carga empleada para el ensayo del espécimen.
- (3) La probeta deberá ser configurada de modo que su eje longitudinal sea paralelo al eje longitudinal del núcleo de acero del espécimen.

#### **5.4.4.6. Requerimientos del Reporte del Ensayo.**

Para cada espécimen ensayado, se debe preparar un reporte escrito que cumpla con los requerimientos descritos a continuación. Este reporte deberá

documentar minuciosamente las características principales y los resultados del ensayo. El informe deberá incluir la siguiente información:

- (1) Un dibujo o una descripción clara del espécimen de ensayo, incluyendo sus dimensiones principales, condiciones de frontera en los puntos de aplicación de cargas y de reacciones, y ubicación de arriostramiento lateral, si lo hubiere.
- (2) Un dibujo de los detalles de la conexión que muestre el tamaño de los miembros, la calidad del acero, el tamaños de todos los elementos de la conexión, detalles de la soldadura incluyendo el material de relleno, el tamaño y ubicación de los agujeros de pernos o pasadores, el tamaño y calidad de los conectores, y todos los demás detalles de las conexiones que se consideren pertinentes.
- (3) Una lista de todas las demás variables fundamentales que se indican en la Secciones K3.2 o K3.3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b), según sea apropiado.
- (4) Un listado o gráfico que muestre la historia de cargas o desplazamientos aplicados.

- (5) Un gráfico de la carga aplicada versus la deformación,  $\Delta_b$ . El método utilizado para determinar las deformaciones debe ser indicado claramente. Las ubicaciones en el espécimen de ensayo donde se midieron las cargas y deformaciones deben ser claramente identificadas.
- (6) Una lista con las observaciones más importantes del ensayo presentadas en orden cronológico, incluyendo observaciones de la fluencia, deslizamiento, inestabilidad, desplazamiento transversal a lo largo del espécimen de ensayo y ruptura de alguna parte del espécimen de prueba y conexiones, según corresponda.
- (7) Los resultados de los ensayos de los materiales del espécimen especificados en la Sección K3.6 de AISC 341-10 (AISC, 2010b).
- (8) Los planes de control de calidad y de aseguramiento de la calidad empleados para la fabricación del espécimen de ensayo. Estos planes deberán incluir las Especificaciones para el Proceso de Soldadura (WPS, por sus siglas en inglés) y reportes de inspección de soldadura.

Dibujos, datos y análisis adicionales sobre el espécimen o resultados del ensayo pueden ser incluidos en el reporte.

#### 5.4.4.7. Criterios de aceptación.

Al menos un ensayo de arriostramiento en sub-estructura que satisfaga los requerimientos enlistados en la Sección K3.2 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) debe ser realizado. Al menos un ensayo de arriostramiento individual que satisfaga los requerimientos enlistados en la Sección K3.3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) debe ser realizado. Todos los ensayos realizados en base al protocolo de carga establecido en la Sección K3.3.3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b) deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- (1) El gráfico que muestra la historia de la carga aplicada versus el desplazamiento deberá presentar un comportamiento estable y repetitivo con incremento positivo de la rigidez.
- (2) No habrá ruptura, inestabilidad, o fallo en la conexión del arriostramiento.
- (3) Para ensayos de arriostramiento, y para cada ciclo a una deformación mayor que  $\Delta_{by}$ , la fuerzas de tensión y de compresión máximas no deberán ser menores que la resistencia nominal del núcleo de acero.

- (4) Para ensayos de arriostamiento, y para cada ciclo a una deformación mayor que  $\Delta_{by}$ , la relación entre la máxima fuerza de compresión y la máxima fuerza de tensión no deberá exceder 1.3.

Otros criterios de aceptación pueden adoptarse tanto para el ensayo de arriostamiento individual como para el ensayo de arriostamiento en subestructura, siempre y cuando estén sujetos a una revisión calificada y aprobación por parte de la autoridad competente.

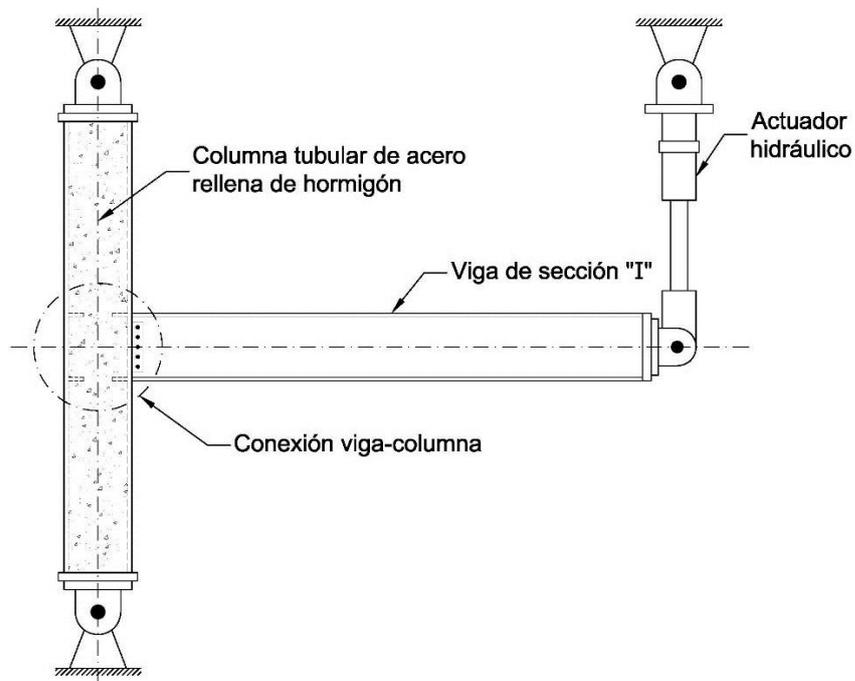
### **5.5. Resumen.**

En este capítulo se presentaron las recomendaciones para los estudios experimentales propuestos en el Plan de Investigación descrito en el Capítulo 3. Estas recomendaciones fueron elaboradas en base a los requerimientos de ensayos de carga cíclica para la calificación de conexiones viga-columna y arriostamientos de pandeo restringido establecidos en las Secciones K2 y K3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b), respectivamente.

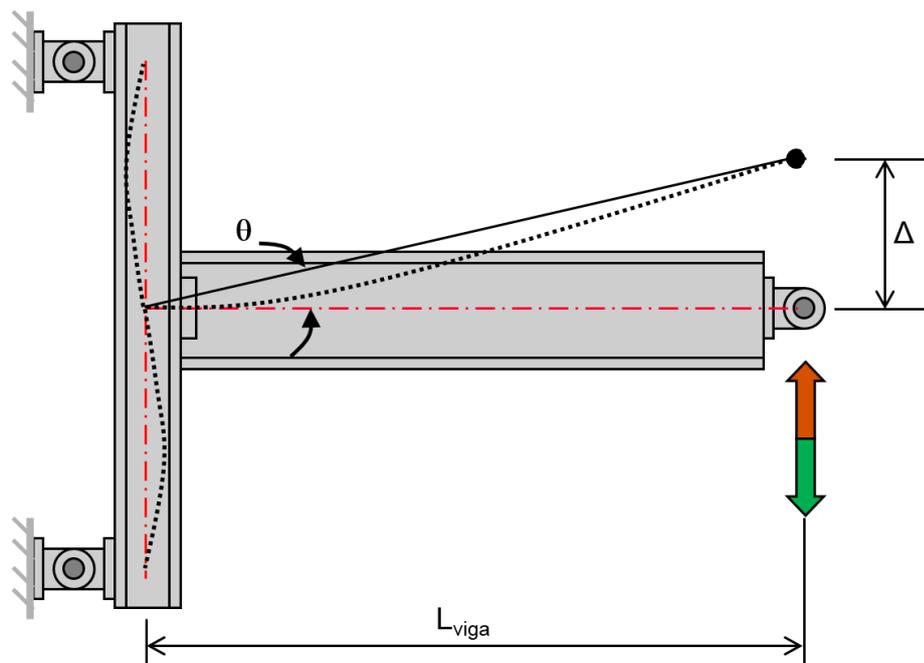
Se realizó una descripción general del montaje o configuración de cada uno de los especímenes prueba, y se mencionaron los principales miembros que los componen. Para el proyecto de calificación de conexiones a momento viga-columna CFT se plantearon dos tipos de ensayos: uno con especímenes en

forma de “T” y otro con cruciformes. Asimismo, para el proyecto de calificación de APR se describieron dos tipos de ensayos: uno con APR solamente y otro con APR instalados en una sub-estructura. También se realizó una descripción breve del procedimiento de ensayo para cada uno de los especímenes de prueba.

Adicionalmente, se hizo una revisión de los parámetros de calificación de conexiones viga-columna y de APR que deben satisfacerse en los respectivos ensayos para poder establecer que una conexión a momento o un APR puede ser usado en un PRMC o en un PAPER, respectivamente. Finalmente, se resumieron los requerimientos mínimos de ensayos establecidos por AISC 341-10 (AISC, 2010b) para los ensayos de calificación.



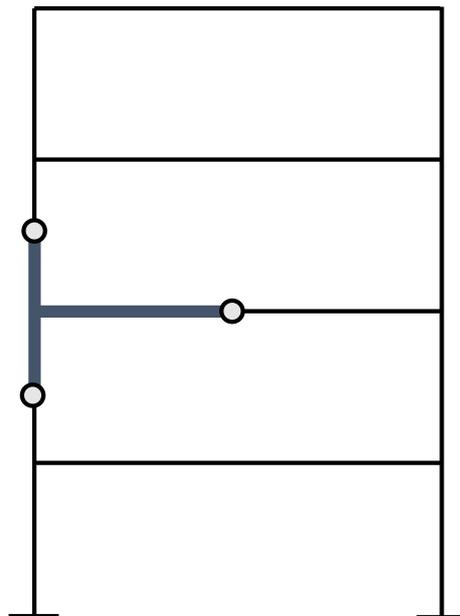
**Figura 5.1.** Esquema del montaje de la prueba de conexiones. Conexión entre una columna CFT y una viga tipo "I"



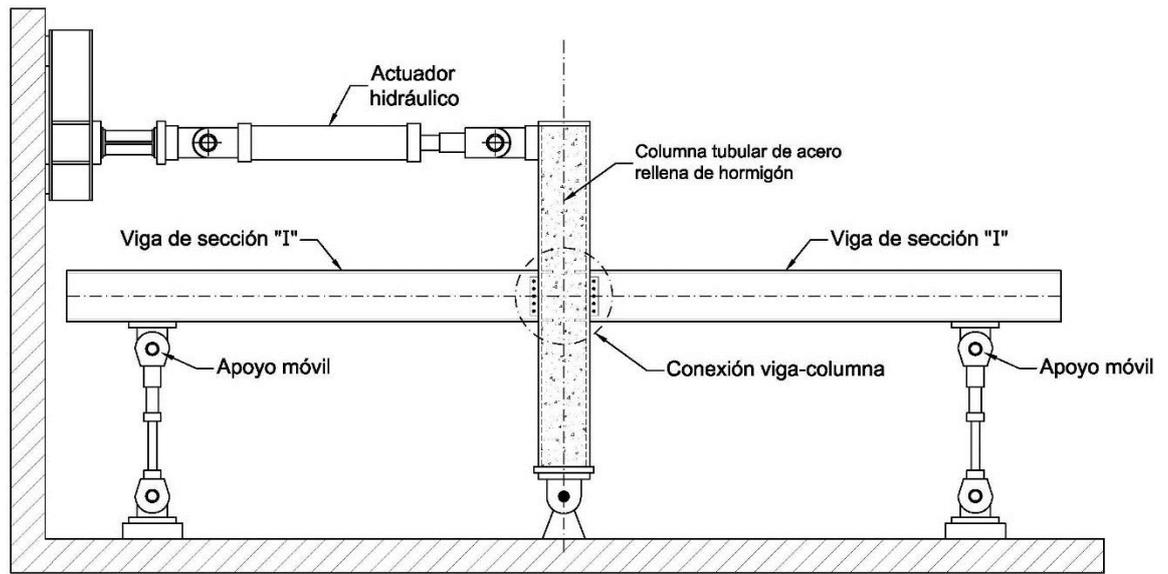
**Figura 5.2.** Esquema del espécimen del ensayo de conexiones (Engelhardt, 2007a)



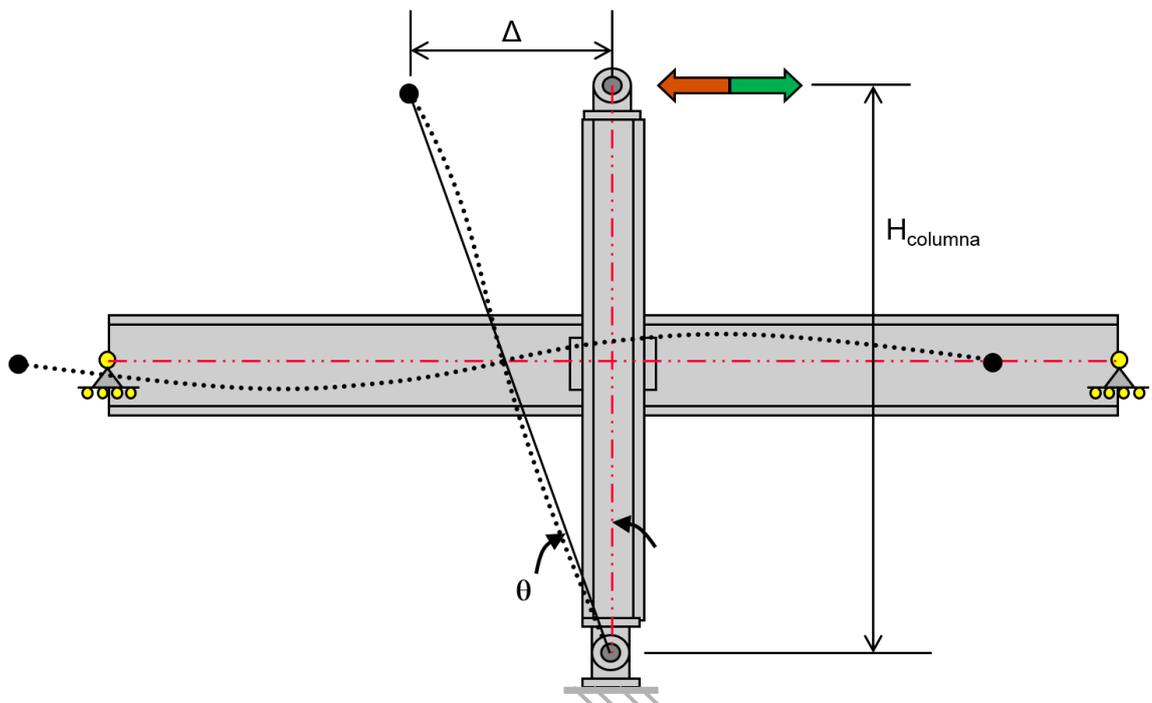
**Figura 5.3.** Fotografía de un espécimen en forma de “T” en un ensayo de conexiones real (Engelhardt, 2007a)



**Figura 5.4.** Sub-estructura del pórtico prototipo a la que representa el espécimen de prueba en forma de “T” (Engelhardt, 2007a)



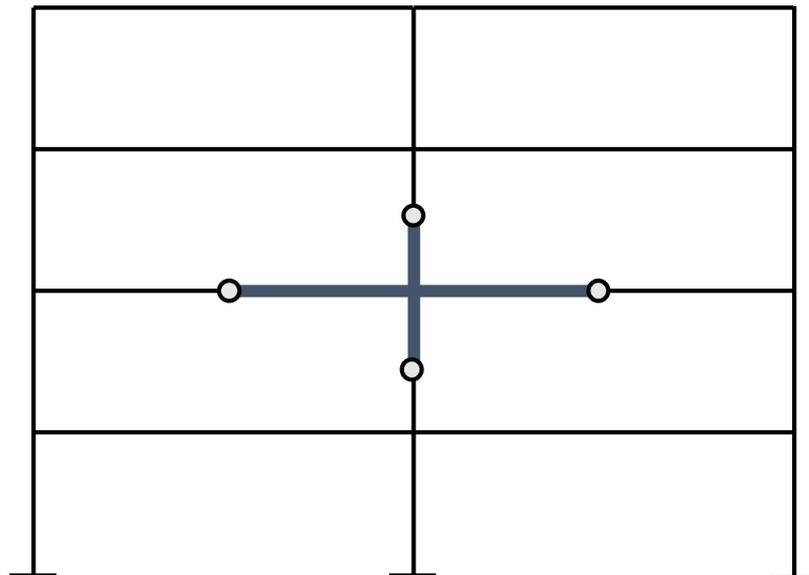
**Figura 5.5.** Esquema del montaje del ensayo de cruciformes. Conexión entre una columna CFT y vigas tipo "I"



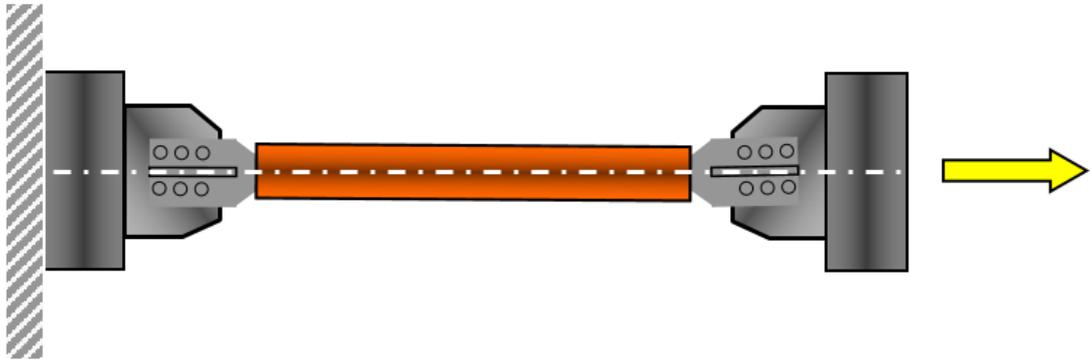
**Figura 5.6.** Esquema del espécimen del ensayo de cruciformes (Engelhardt, 2007a)



**Figura 5.7.** Fotografía de un espécimen de un ensayo de cruciforme real (Engelhardt, 2007a)



**Figura 5.8.** Sub-estructura del pórtico prototipo a la que representa el espécimen de ensayo de cruciformes (Engelhardt, 2007a)



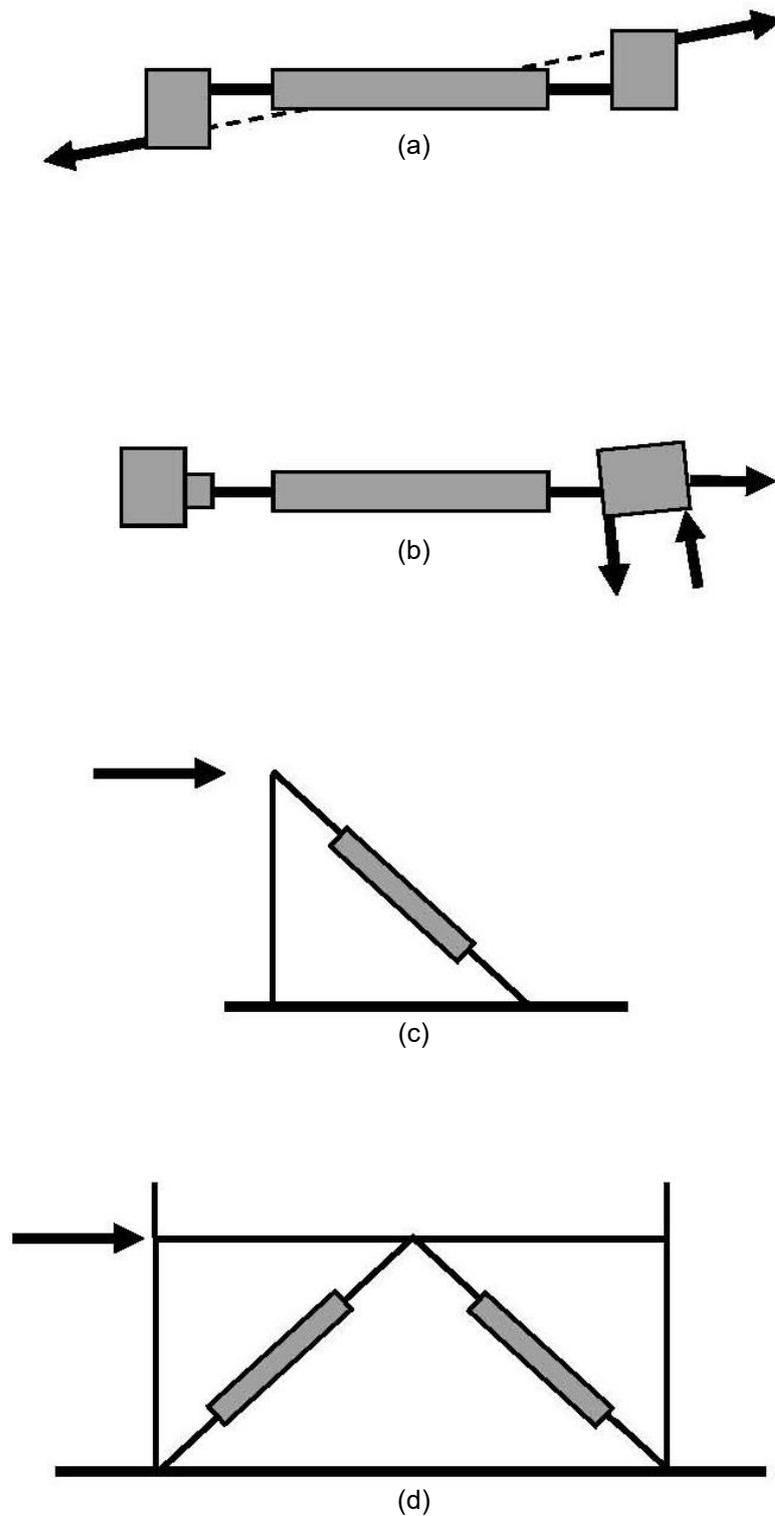
**Figura 5.9.** Esquema del espécimen del ensayo de APR individual (Engelhardt, 2007b)



**Figura 5.10.** Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR individual real (Tsai, et al., 2014)



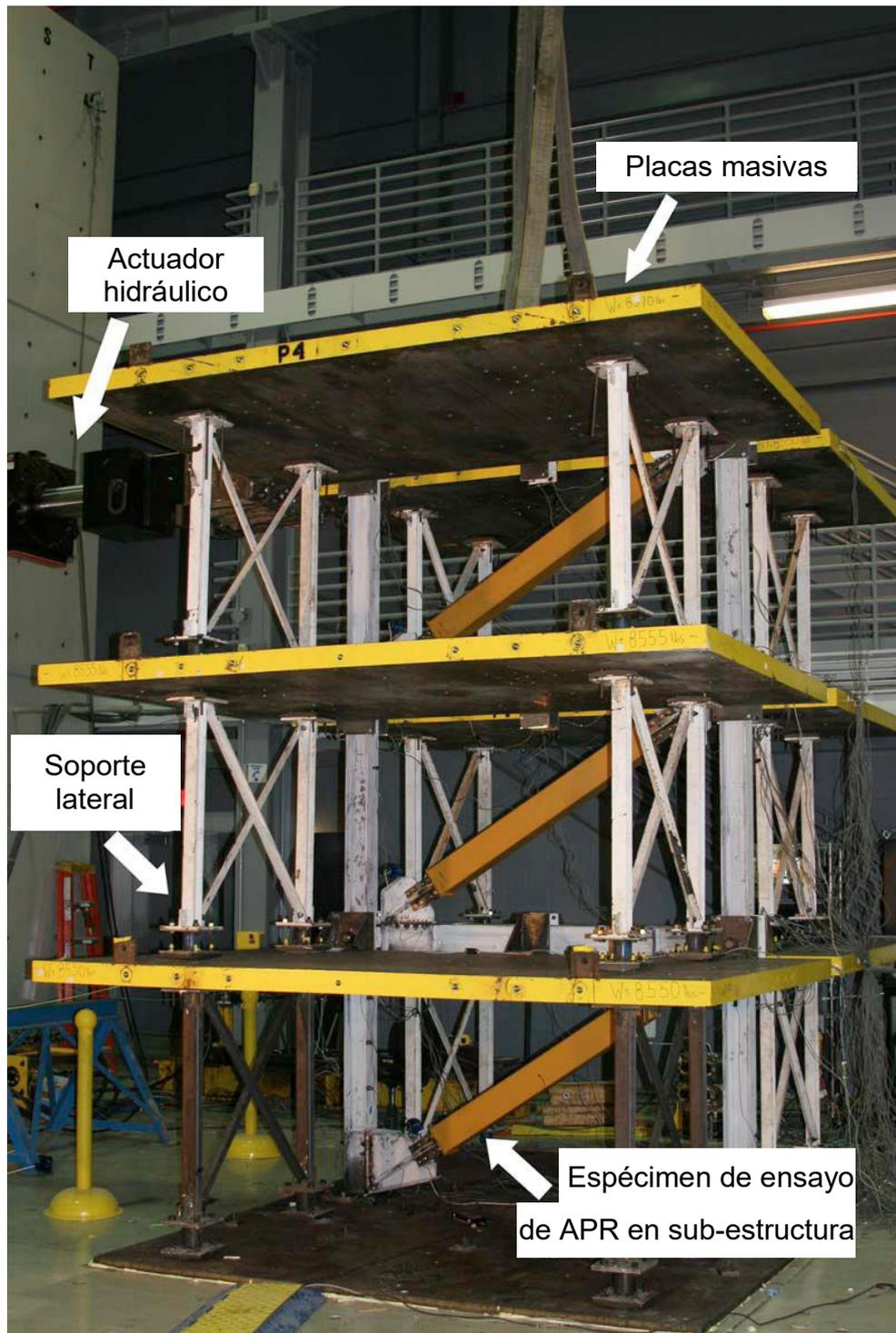
**Figura 5.11.** Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR Star Seismic individual real (Dunai, et al., 2011)



**Figura 5.12.** Esquemas de posibles especímenes de ensayo de APR en subestructura (AISC, 2010b)



**Figura 5.13.** Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR en subestructura real (Lin, et al., 2013)



**Figura 5.14.** Fotografía de un espécimen de un ensayo de APR en sub-estructura real (Berman & Bruneau, 2009)

# CAPÍTULO 6

## 6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### 6.1. Resumen.

El presente trabajo expone los criterios de análisis y diseño sísmico de dos sistemas estructurales comúnmente empleados en edificios altos de construcción compuesta. Los sistemas estructurales propuestos como objeto de estudio son: los Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y los Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). En esta tesis se plantea un estudio integral de estos sistemas estructurales en vista de que las disposiciones y requerimientos de diseño de los mismos no se encuentran disponibles en la normativa local vigente. Como consecuencia, la industria de

la construcción en acero local contaría con otras alternativas de sistemas estructurales para edificios diferentes a los usados actualmente en la ciudad de Guayaquil.

Los sistemas estructurales PRMC y PAPR han sido ampliamente estudiados en las últimas décadas en varios países, y las diferentes investigaciones realizadas revelan que los edificios compuestos por estos sistemas presentan un desempeño adecuado ante cargas sísmicas. Los PRMC con columnas CFT poseen mayor rigidez lateral en relación con los pórticos de acero resistentes a momento; la interacción de dos materiales, como el acero y el hormigón, resulta en miembros con una mayor capacidad a carga axial y a flexión, y un comportamiento superior en comparación con elementos de acero estructural o de hormigón armado. Por otra parte, los PAPR presentan una respuesta histerética estable, ductilidad significativa y gran capacidad de disipación de energía cuando están sujetos a cargas cíclicas, debido a que los APR son capaces de alcanzar la fluencia bajo fuerzas de tensión y de compresión sin exhibir una degradación de resistencia o de rigidez importante.

Las áreas de investigación incluidas en este trabajo son las siguientes: (1) revisión de los criterios de diseño de los sistemas estructurales PRMC y PAPR; (2) desarrollo de un plan de investigación para el estudio analítico y experimental de los sistemas estructurales PRMC y PAPR; (3) desarrollo de

procedimientos de diseño para edificios altos de construcción compuesta conformados por los sistemas estructurales PRMC y PAPR; y (4) desarrollo de recomendaciones de estudios experimentales para la evaluación del desempeño sísmico y calificación de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido.

El Capítulo 2 de este trabajo presenta un breve resumen de las características más importantes de los sistemas estructurales de Pórticos Resistentes a Momento Compuestos (PRMC) y Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido (PAPR). Adicionalmente, se presenta la revisión de las investigaciones más relevantes relacionadas a estos sistemas, y una reseña de la práctica constructiva y aplicaciones de los PRMC y PAPR en países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda y Taiwán. Este capítulo también describe el estado del arte y de la práctica del diseño y construcción de edificios de construcción compuesta acero-hormigón en la ciudad de Guayaquil. Además, se presenta una revisión de la normativa local vigente en relación a estructuras de construcción compuesta.

El Capítulo 3 presenta un plan de investigación desarrollado con el propósito de estudiar analítica y experimentalmente los sistemas estructurales PRMC y PAPR. Cada una de las cinco fases de este plan de investigación, incluyendo los objetivos que persiguen, fue descrita en este capítulo.

El Capítulo 4 describe el diseño del edificio prototipo propuesto. En este capítulo se presenta un resumen de los criterios de análisis y diseño más importantes considerados en el diseño del edificio prototipo. Estos criterios incluyen: la definición de los Objetivos del Diseño por Desempeño (ODD); los requerimientos de derivas de entrepiso; la evaluación de la capacidad de las columnas CFT, vigas de acero y arriostramientos de pandeo restringido; y el diseño de conexiones viga-columna (CVSR) y conexiones de APR. Adicionalmente, se presentan las características generales del edificio prototipo, además de las cargas y combinaciones de carga consideradas. Se describe en forma breve las consideraciones realizadas para el desarrollo del modelo matemático empleado en el análisis del edificio prototipo. Se utilizó un Análisis de Respuesta Espectral Modal de conformidad con lo establecido en ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010). Finalmente, se presenta un resumen de los resultados más relevantes obtenidos en el análisis elástico del edificio prototipo, y del diseño de los componentes estructurales y conexiones de los pórticos analizados (i.e., PRMC y PAPR).

El Capítulo 5 presenta las recomendaciones para futuros programas experimentales, las cuales han sido desarrolladas con el propósito de evaluar el desempeño sísmico de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido. Las recomendaciones descritas en

este capítulo se basan en los requerimientos de ensayos de carga cíclica para la calificación de conexiones a momento viga-columna y arriostramientos de pandeo restringido establecidos en las Secciones K2 y K3 de AISC 341-10 (AISC, 2010b), respectivamente. En este capítulo se describen las características de los diferentes tipos de ensayos de calificación, los parámetros de calificación, los requerimientos mínimos de ensayo relacionados al tamaño y materiales de los especímenes, detalles constructivos, protocolos de carga y criterios de aceptación.

## **6.2. Conclusiones.**

Las principales conclusiones de este trabajo se presentan a continuación:

1. Los arriostramientos de pandeo restringido (APR) aumentaron la rigidez lateral del edificio prototipo en la Dirección Y ( $H/B_y \approx 5$ ). Los APR resultaron ser una solución adecuada para controlar los desplazamientos laterales de la estructura y cumplir con los límites de derivas de entrepiso en la dirección que presentaba mayor esbeltez.
2. Los resultados del análisis elástico realizado al edificio prototipo indican que la estructura satisface los requerimientos de resistencia y de rigidez establecidos en el código de diseño empleado.

3. El diseño de los elementos estructurales y conexiones del edificio prototipo contempló el uso de materiales y metodologías constructivas disponibles en el medio local.
4. Las recomendaciones para estudios experimentales, basadas en los requerimientos de AISC 341-10 (AISC, 2010b), presentadas en este trabajo permitirán la ejecución de futuros proyectos de calificación de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido.

### **6.3. Recomendaciones.**

Las principales recomendaciones de este trabajo se presentan a continuación:

1. Para la culminación de la Fase I del Plan de Investigación planteado en el Capítulo 3, se recomienda llevar a cabo la evaluación del desempeño sísmico del edificio prototipo diseñado, para lo cual será necesario la realización de análisis no lineales adicionales, incluyendo Análisis Estático No Lineal (Pushover) y Análisis Dinámico No Lineal (Tiempo-Historia).

2. Se recomienda desarrollar un modelo analítico que permita evaluar el comportamiento inelástico de la conexión a momento viga-columna CFT propuesta en este estudio (i.e., CVSR).
3. Se recomienda elaborar un presupuesto referencial del costo de cada una de las fases experimentales del Plan de Investigación, a fin de obtener el financiamiento necesario para que sean llevadas a cabo.
4. Se recomienda llevar a cabo los programas experimentales de conexiones a momento viga-columna CFT y arriostramientos de pandeo restringido en función de los requerimientos expuestos en el Capítulo 5 de esta tesis.
5. Este estudio no contempla una evaluación económica en relación al empleo de columnas CFT en estructuras de edificios. Por tanto, se recomienda realizar un estudio económico comparativo, que considere tanto los costos de materiales como los de construcción y montaje, de la estructura diseñada versus una estructura de acero y una de hormigón de características similares.
6. Se recomienda investigar el diseño de edificios con columnas CFT empleando materiales de alta resistencia. De esta manera podrían

establecerse las diferencias que existen al usar materiales de resistencia convencional, como en el caso del edificio prototipo diseñado.

7. Se recomienda investigar detalles constructivos para empalmes de columnas CFT de diferente dimensión.
8. Se recomienda investigar el diseño de edificios con PAPR con arriostramientos dispuestos en configuraciones distintas a la de diagonal simple, como por ejemplo: configuración en V o en V-invertida.
9. Se recomienda investigar el diseño de conexiones de APR diferentes a la empleada en este estudio (i.e., conexión empernada estándar), como por ejemplo: la conexión de APR articulada (o con pasador), y la conexión de APR soldada.

## BIBLIOGRAFÍA

1. ACI (2011). *“Building Code Requirements for Structural Concrete”*. ACI 318-11, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, United States.
2. AISC (2005a). *“AISC Steel Construction Manual 13<sup>th</sup> edition”*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, United States.
3. AISC (2005b). *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*. ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, United States.
4. AISC (2010a). *“Specification for Structural Steel Buildings”*. ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, United States.
5. AISC (2010b). *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*. ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, United States.

6. AISC (2010c). *“Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”*. ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, United States.
7. AISC (2010d). *“AISC Design Examples Version 14.1”*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, United States.
8. ASCE (2010). *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*. ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, United States, ISBN 978-0-7844-1085-1.
9. Berman, J.W., Bruneau, M. (2009). “Cyclic Testing of a Buckling Restrained Braced Frame with Unconstrained Gusset Connections”. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 135, No. 12, pp 1499-1510.
10. Black, C., Makris, N., Aiken, I. (2002). “Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces”. PEER Report 2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, United States.

11. Cassagne, A. (2009). *“Estado de la Práctica del Diseño y Construcción de Edificios Existentes de Acero Resistentes a Momento y Recomendaciones para la Construcción de Edificios Nuevos de Acero en la Ciudad de Guayaquil”*. Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador.
12. Christopoulos, A.S. (2005). *“Improved Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frames”*. M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, Seattle, WA, United States.
13. Chunhaviriyakul, P., MacRae, G.A., Anderson, D., Clifton, C., Leon, R.T. (2013). *“Composite Steel-Concrete Construction for New Zealand”*. Steel Innovations Workshop, Wigram, Christchurch, New Zealand.
14. Crisafulli, F.J. (2013). *“Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero, 3ra edición”*. Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
15. Della Corte, G., D’Aniello, M., Landolfo, R., Mazzolani, F.M. (2011). *“Review of steel buckling-restrained braces”*. Steel Construction, Vol. 4, No. 2, pp. 85-93.

16. Engelhardt, M.D. (2007a). *“Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures: 2. Moment Resisting Frames”*. American Institute of Steel Construction, p. 231.
17. Engelhardt, M.D. (2007b). *“Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures: 5. Buckling Restrained Braced Frames”*. American Institute of Steel Construction, p. 59.
18. Emén, A. (2008). *“Análisis, Diseño y Evaluación Sísmica de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a Base de Planchas Soldadas”*. Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador.
19. Fahnestock, L.A., Ricles, J.M., R. Sause (2006). *“Analytical and Experimental Studies of Earthquake-Resistant Buckling-Restrained Braced Frame Systems”*. ATLSS Reports, Paper 71, Bethlehem, PA, United States.
20. Fuqua, B.W. (2009). *“Buckling Restrained Braced Frames as a Seismic Force Resisting System”*. M.S. Thesis, Department of Architectural

Engineering, College of Engineering, Kansas State University, Manhattan, KS, United States.

21. Gheidi, A., Mirtaheri, M., Zandi, A.P., Alanjari, P. (2011). "*Effect of filler material on local and global behaviour of buckling-restrained braces*". The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 20, pp. 700-710.
22. Guo, Y.L., Liu, J.B., Hu, D.B., Deng, K. (2005). "*The Restraining Requirements for the Buckling-Restrained Brace*". Advances in Steel Structures, Vol. I, pp. 161-166.
23. Habibullah, A., Wilson, E. (1997). "*SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures*". Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, United States.
24. Herrera, R. (2005). "*Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Column-Wide-Flange Beam Frames*". Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, United States.
25. Hull, B.K. (1998). "*Experimental Behavior of High Strength Concrete Filled Tube Columns*". M.S. Thesis, Department of Civil and

Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, United States.

26. Hussain, S., Benschoten, P.V., Al Sarari, M., Lin, S. (2006). "*Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approval Issues*". Proceedings of the 75<sup>th</sup> SEAOC Annual Convention, Long Beach, CA, United States.
27. Lai, J.-W., Tsai, K.-C. (2004). "*Research and Application of Buckling Restrained Braces in Taiwan*". National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE), Department of Civil Engineering, National Taiwan University, Taipei, Taiwan.
28. Lin, P.-C., Tsai, K.-C., Wu, A.-C., Chuang, M.-C. (2013). "*Seismic design and test of gusset connections for buckling-restrained braced frames*". International Association for Earthquake Engineering, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Wiley Online Library.
29. Lin, P.-C., Tsai, K.-C., Wu, A.-C., Chuang, M.-C. (2013). "*User Guide for BOD: Buckling-Restrained Brace and Connection Design Procedures*". National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE),

Department of Civil Engineering, National Taiwan University, Taipei, Taiwan.

30. López, W.A., Sabelli, R. (2004). "*Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames*". Steel Tips, Structural Steel Educational Council (SSEC), CA, United States.
31. Merritt, S., Uang, C.-M., Benzoni, G. (2003a). "*Subassemblage Testing of CoreBrace Buckling-Restrained Braces*". Report No. TR-2003/01, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA, United States.
32. Merritt, S., Uang, C.-M., Benzoni, G. (2003b). "*Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*". Report No. TR-2003/04, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA, United States.
33. Morino, S., Kawaguchi, J. (2005). "*Research on and Construction of the Concrete-filled Steel Tube Column System in Japan*". Steel Structures, Vol. 5, pp. 277-298.

34. Morino, S., Tsuda, K. (2003). "*Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan*". Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 4, No. 1, pp. 51-73.
35. Muhummud, T. (2003). "*Seismic Behavior and Design of Composite SMRFs with Concrete Filled Steel Tube Columns and Steel Wide Flange Beams*". Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, United States.
36. NEC (2015). "*Norma Ecuatoriana de la Construcción*". Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Ecuador.
37. Nishiyama, I., Morino, S. (2004). "*US-Japan Cooperative Earthquake Research Program on CFT structures: achievements on the Japanese side*". Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 6, pp. 39-55.
38. Palazzo, G., López-Almansa, F., Cahís, X., Crisafulli, F. (2009). "*A low-tech dissipative buckling-restrained brace. Design, analysis, production and testing*". Engineering Structures, Vol. 31, pp. 2152-2161.
39. Ream, A.P. (2000). "*Behavior of CFT Beam-Columns with High Strength Concrete under Seismic Loading Conditions*". M.S. Thesis, Department

of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, United States.

40. Sabelli, R., Aiken, I. (2004). "*U.S. Building-Code Provisions for Buckling-Restrained Braced Frames: Basis and Development*". Proceedings of the 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1828, August 1-6, Vancouver, B.C., Canada.
41. SAC. (2000). "*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Structures,*" FEMA 350, SAC Joint Venture (Structural Engineering Association of California, Applied Technology Council and Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering), Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., United States.
42. SEAOC. (2006). "*2006 IBC Structural/Seismic Design Manual Volume 3: Building Design Examples for Steel and Concrete*". Structural Engineers Association of California (SEAOC), International Code Council (ICC), Sacramento, CA, United States.

43. Shuhaibar, T., López, W.A., Sabelli, R. (2002). "*Buckling-restrained braced frames*". Proceedings of Seminar on Response Modification Technologies for Performance-Based Seismic Design, pp. 321-328.
44. Taranath, B.S. (2012). "*Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction*". CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL, United States, ISBN 978-1-4398-5090-9.
45. Thornton, W.A. (1984). "*Bracing Connections for Heavy Construction*". Engineering Journal, AISC, Vol. 21, No. 3, pp. 139-148.
46. Tsai, K.-C., Lin, P.-C., Wu, A.-C., Chuang, M.-C. (2013). "*Buckling Restrained Braces: Research and Implementation in Taiwan*". Steel Innovations Workshop, Wigram, Christchurch, New Zealand.
47. Tsai, K.-C., Wu, A.-C., Wei, C.-Y., Lin, P.-C., Chuang, M.-C., Yu, Y.-J. (2014). "*Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, International Association for Earthquake Engineering, Wiley Online Library.

48. Uang, C.-M., Nakashima, M. (2004). "*Steel Buckling-Restrained Braced Frames*". Chapter 16 in: Bozorgnia, Y., Bertero V.V. (eds.), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, CRC Press, Boca Raton, FL, United States.
49. Varma, A. (2000). "*Seismic Behavior, Analysis, and Design of High Strength Square Concrete Filled Steel Tube (CFT) Columns*". Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, United States.
50. Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A., Fujimoto, M. (1988). "*Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube*". Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, pp. 719-724, August 2-9, Tokyo-Kyoto, Japan.
51. Whitmore, R.E. (1952). "*Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates*". Bulletin No. 16, Engineering Experiment Station, University of Tennessee, Knoxville, TN, United States.
52. Wijanto, S. (2012). "*Behaviour and Design of Generic Buckling Restrained Brace Systems*". M.E. Thesis, Department of Civil and

Environmental Engineering, The University of Auckland, Auckland, New Zealand.

53. Xie, Q. (2005). "*State of the art of buckling-restrained braces in Asia*". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, pp. 727-748.