



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“Análisis, Diseño y Evaluación Sísmica de Pórticos
Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a
base de Planchas Soldadas”**

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Andrés Abraham Emén Sánchez

GUAYAQUIL – ECUADOR

Mayo, 2008

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la salud y la energía que me han sido innegablemente útiles para alcanzar mis objetivos de vida; a mis padres por el continuo sacrificio de darme todo el apoyo económico, moral y afectivo; a mis hermanos, por su preocupación y cariño; a mis familiares cercanos y a aquellos que ya no nos pueden acompañar, a mis verdaderos amigos, y a algunos maestros, porque han sabido o supieron estar ahí en los momentos mas importantes de mi vida impartiendo su conocimiento, su experiencia, su afecto o simplemente su apoyo.

Al Dr. Pedro Rojas, Director de Tesis, por su inmensurable ayuda, y por su constante dedicación y esfuerzo, sin las cuales hubiera sido imposible la realización de esta Tesis.

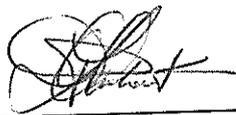
DEDICATORIA

A aquellos ecuatorianos que
luchan incansablemente por
una ingeniería civil sensata,
progresista y ética.

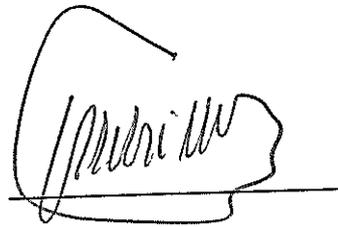
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Ing. Edison Navarrete C
SUB-DECANO DE LA FICT
PRESIDENTE

Dr. Pedro Rojas Cruz
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Pablo Lindao T.
VOCAL



Ing. Alex Villacrés
VOCAL

DECLARACIÓN EXPRESA

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

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Andrés Emén Sánchez

RESUMEN

El presente trabajo introduce una Conexión Precalificada llamada conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS) a ser usada en Edificios con Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) fabricados a partir de planchas soldadas. En una conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada se utiliza soldadura de ranura de penetración completa para unir las alas de las vigas con las alas de las columnas. Esta conexión es completamente restringida y se espera presente un comportamiento dúctil lo suficientemente grande como para resistir eventos sísmicos moderados y severos. Además, se espera que los pórticos presenten articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas de la planta baja sin que el edificio colapse.

Una conexión ANRS-AS diseñada apropiadamente tiene varias ventajas: (1) la conexión se puede diseñar y construir sin verificación analítica o experimental; (2) la conexión tiene adecuada resistencia, ductilidad y gran capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos; (3) existen especificaciones pertinentes en las que se detallan procedimientos de diseño y limitaciones; y (4) su ejecución es sencilla y económica en comparación con otras conexiones precalificadas.

El objetivo principal de este trabajo es el de desarrollar criterios de diseño sísmico con Conexiones de Alas No Reforzadas Soldadas y Alma Soldada (ANRS-AS) para Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM), fabricados a partir de planchas soldadas.

Con el fin de alcanzar el objetivo principal de este estudio, se desarrolló un modelo analítico elástico lineal tridimensional con la ayuda del programa SAP2000 para realizar el análisis y el diseño estructural de un edificio prototipo de seis pisos compuesto por PEARM. Posteriormente, se desarrolló un modelo analítico no lineal de uno de los PEARM, mediante el programa DRAIN-2DX, el mismo que fue analizado estática y dinámicamente para estudiar su desempeño sísmico. Para el análisis estático se aplicaron fuerzas laterales incrementadas gradualmente (pushover) mientras que para los análisis dinámicos se utilizaron diferentes registros de aceleraciones simulando dos niveles sísmicos específicos.

Los resultados de estos análisis demostraron que el desempeño sísmico del PEARM es satisfactorio en términos de sobrerresistencia, rigidez inicial,

resistencia, disipación de energía y deformación para niveles de Sismo de Diseño (DBE) y Sismo Máximo Considerado (MCE).

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	II
ÍNDICE GENERAL	IV
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XVI
CAPÍTULO 1	
1. INTRODUCCIÓN.	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos de la Investigación	6
1.3 Alcance y Metodología de la Investigación	7
1.4 Organización de la Investigación	8
1.5 Notación	10
CAPÍTULO 2	
2. INVESTIGACIÓN PREVIA	20
2.1 Generalidades	20
2.2 Estado del arte y de la práctica en edificios metálicos de la Ciudad de Guayaquil	21
2.2.1 Sistema Estructural	21
2.2.2 Miembros	22

2.2.3	Conexiones	23
2.3	Daños típicos a PEARM en terremotos pasados	24
2.3.1	Northridge, 1994	24
2.3.2	Kobe, 1995	30
2.3.3	Ciudad de México, 1985	37
2.3.4	Posibles deficiencias en los edificios metálicos de la ciudad de Guayaquil.	39
2.4	Conexiones precalificadas	45
2.4.1	Conexiones soldadas	48
2.4.2	Conexiones empernadas	52
2.4.3	Conexión de alas no reforzadas y alma soldada	54
2.5	Estudios experimentales y analíticos	56
2.6	Ventajas y Desventajas de una Conexión ANRS-AS	66
2.7	Resumen	68
CAPÍTULO 3		
3. DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO FABRICADOS CON PLANCHAS SOLDADAS.		
3.1	Generalidades	98
3.2	Enfoque del diseño propuesto	99
3.2.1	Niveles de desempeño sísmico de edificios	100

3.2.1.1	Nivel de desempeño sísmico de ocupación inmediata	102
3.2.1.2	Nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida	103
3.2.1.3	Nivel de desempeño sísmico de prevención del colapso	104
3.2.2	Niveles sísmicos	106
3.3	Estados Límites	107
3.4	Objetivos del Diseño por Desempeño	107
3.5	Demandas Estructurales	108
3.5.1	Demandas Basadas en el Código	108
3.5.2	Demandas Amplificadas Basadas en el Código	109
3.5.2.1	Desplazamiento y Deriva Total	110
3.5.2.2	Deriva de entrepiso	113
3.5.3	Demandas Basadas en el Análisis No Lineal	114
3.5.4	Demandas Basadas en Capacidad	116
3.6	Capacidades Estructurales	116
3.7	Criterios de Diseño	118
3.7.1	Criterios Generales	119
3.7.2	Cargas, Combinaciones de Cargas y	

	Resistencias Nominales	120
3.7.3	Materiales	120
	3.7.3.1 Especificaciones del Material	120
	3.7.3.2 Propiedades de Materiales para la determinación de la Resistencia Requerida de Miembros y Conexiones	121
3.7.4	Conexiones	124
	3.7.4.1 Alcance	124
	3.7.4.2 Conexiones Soldadas	127
	3.7.4.3 Zonas Protegidas	128
	3.7.4.4 Placas de Continuidad y Rigidizadores	129
3.7.5	Miembros	129
	3.7.5.1 Alcance	129
	3.7.5.2 Clasificación de Secciones por Pandeo Local	131
	3.7.5.3 Resistencia de Columnas	132
	3.7.5.4 Empalme de Columnas	134
	3.7.5.5 Placas de Base para Columnas	137
3.7.6	Pórticos Especiales Resistentes a Momento	139
	3.7.6.1 Alcance	139

3.7.6.2	Conexiones Viga- Columna	140
3.7.6.3	Zonas de Panel y Placas de Continuidad en Conexiones Viga- Columna	143
3.7.6.4	Limitaciones para Vigas y Columnas	145
3.7.6.5	Placas de Continuidad	146
3.7.6.6	Criterio Columna Fuerte- Viga Débil	147
3.7.6.7	Arrostramiento Lateral de Vigas	149
3.7.6.8	Empalme de Columnas	150
3.8	Procedimiento de Diseño de PEARM conexiones ANRS- AS	151
3.8.1	Paso 1: Suposiciones iniciales recomendadas	151
3.8.2	Paso 2: Determinación de las Fuerzas Laterales Equivalentes	153
3.8.3	Paso 3: Realiza Análisis Elástico	154
3.8.4	Paso 4: Diseño de la Conexión	156
3.8.5	Paso 5: Diseño de las Placas de Continuidad	158
3.8.5.1	Espesor de las Placas de Continuidad	158
3.8.5.2	Unión de la Placa de Continuidad con la Columna	159
3.8.6	Paso 6: Diseño de la Zona de Panel	160

3.8.7	Paso 7: Realizar Análisis No Lineales	160
3.9	Resumen	161
CAPÍTULO 4		
4.	DISEÑO DEL EDIFICIO PROTOTIPO	174
4.1	Generalidades	174
4.2	Planta y Elevación del Edificio Prototipo	175
4.3	Cargas	176
4.3.1	Cargas Gravitacionales y Masas Sísmicas	176
4.3.2	Fuerzas Laterales Equivalentes	177
4.3.3	Combinaciones de Carga	183
4.4	Análisis Elástico del Edificio Prototipo	183
4.5	Diseño del Edificio	185
4.5.1	Requerimientos de Derivas de Entrepiso	185
4.5.2	Diseño de Columnas y Vigas	188
4.5.3	Criterio Columna Fuerte – Viga Débil	190
4.5.4	Conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS- AS)	193
4.6	Resumen	200
CAPÍTULO 5		
5.	MODELO ANALÍTICO DEL EDIFICIO PROTOTIPO	209

5.1	Generalidades	209
5.2	Modelo de Vigas, Columnas y Conexiones	210
5.2.1	Modelo de Vigas	210
5.2.2	Modelo de Columnas	215
5.3	Modelo de la Zonas de Panel	217
5.4	Modelo de la Masa del Edificio	222
5.5	Propiedades de los Materiales y Cargas Gravitacionales	223
5.6	Intervalo de Integración del Tiempo para el Análisis	
	Dinámico	224
5.7	Resumen	224
 CAPÍTULO 6		
6.	REGISTRO DE ACELERACIONES	233
6.1	Generalidades	233
6.2	Características de Registros de Aceleraciones	234
6.3	Selección de los Registros de Aceleraciones	240
6.3.1	Selección de los Registros de Aceleración del	
	Terreno	241
6.3.2	Registro Artificial de Aceleraciones	245
6.4	Espectro de Respuesta y Características Generales de	
	los Registros de Aceleraciones Seleccionados.	246

6.5 Resumen	247
CAPITULO 7	
7. ANÁLISIS ESTÁTICO LATERAL NO LINEAL DEL EDIFICIO	
PROTOTIPO	256
7.1 Generalidades	256
7.2 Comportamiento Global	258
7.2.1 Rigidez y Sobrerresistencia de los Pórticos	258
7.2.2 Estados Límites del Pórtico	267
7.2.3 Desplazamiento de Piso y Deriva de Entrepiso	268
7.3 Comportamiento Local	269
7.3.1 Vigas	269
7.3.2 Columnas	272
7.3.3 Zonas de Panel	273
7.4 Resumen	275
CAPITULO 8	
8. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	291
8.1 Generalidades	291
8.2 Respuesta Sísmica Global	292
8.2.1 Desplazamiento y Deriva del Último Piso	293
8.2.2 Derivas de Entrepiso	294

8.2.3	Deriva Residual de Entrepiso	295
8.2.4	Cortante Basal y Cortante de Entrepiso Normalizados	296
8.2.5	Fuerzas de Inercia y Aceleraciones de Piso	297
8.2.6	Energía de Entrada	300
8.3	Respuesta Sísmica Local	302
8.3.1	Rotación y Momento en las Conexiones	302
8.3.2	Vigas	304
8.3.3	Columnas	305
8.3.4	Zonas de Panel	307
8.4	Evaluación de los Estados Límites Alcanzados	309
8.5	Resumen	313
CAPÍTULO 9		
9. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		331
9.1	Resumen	331
9.2	Conclusiones	336
9.3	Recomendaciones	340
BIBLIORAFÍA		342

ÍNDICE DE TABLAS

		Pag.
Tabla 2.1	Secciones Transversales usadas en los edificios de acero dañados en la ciudad de Kobe; (a) columnas, (b) vigas, (c) Diagonales. (Tomado de Cassagne, 2008)	70
Tabla 2.2	Tipos de conexiones usadas en los edificios dañados en la ciudad de Kobe: (a) Columnas, (b) vigas, (c) conexión viga-columna y (d) base de columna. (Tomado de Cassagne, 2008)	70
Tabla 2.3	Rendimiento de Sistemas Modernos Estructurales de Acero, en el sismo de la ciudad de México. (Tomado de FEMA-355E)	71
Tabla 2.4	Conexiones Precalificadas Soldadas Completamente Restringidas (Tomado de FEMA-350, <i>Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings</i>)	71
Tabla 2.5	Conexiones Precalificadas .Empernadas Completamente Restringidas (Tomado de FEMA-350, <i>Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings</i>)	71
Tabla 2.6	Información para precalificar la conexión ANRS-AS. (Tomado de FEMA-350).	72
Tabla 2.7	Mecanismos de fluencia de la conexión no reforzada Post-Northridge (Tomado de FEMA-355D).	73
Tabla 2.8	Modos de falla de la conexión Post- Northridge de alas no reforzadas soldadas y alma soldada, con mejoras en los detalles de los agujeros de acceso de soldadura (Tomado de FEMA-355D).	73
Tabla 3.1	Niveles de Desempeño de Edificios (Tomado de FEMA-350, SAC 2000).	162
Tabla 3.2	Niveles de Desempeño Estructural (Tomado de FEMA-350, SAC 2000).	163
Tabla 3.3	Niveles de Desempeño Sísmico para PEARM (Tomado de FEMA-273, ATC 1997)	163
Tabla 3.4	Demandas estructurales amplificadas basadas en el código.	164
Tabla 3.5	Valores de R_y y R_t para distintos tipos de acero (Tomado de "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" ANSI/AISC 341-05)	165

Tabla 3.6	Límites para relaciones ancho espesor para elementos sísmicamente compactos a compresión (Tomado de "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" ANSI/AISC 341-05)	166
Tabla 4.1	Carga Muerta para el Edificio Prototipo	201
Tabla 4.2	Carga Viva para Edificio Prototipo	201
Tabla 4.3	Valores de las masas del Edificio Prototipo	201
Tabla 4.4	Fuerzas Laterales Equivalentes y Cortantes de Entrepiso: (a) Dirección Y del edificio; (b) Dirección X del edificio.	202
Tabla 4.5	Dimensiones de los miembros estructurales y no estructurales del edificio: (a) Dimensiones de las vigas principales; (b) Dimensiones de las Vigas Secundarias y Columnas.	203
Tabla 4.6	Derivas de entrepisos obtenidas para el análisis: (a) Dirección X; (b) Dirección Y.	204
Tabla 4.7	Resultados del Análisis Elástico Lineal	205
Tabla 4.8	Capacidades y Demandas de las Vigas en sentido X y Y: (a) Flexión; (b) Cortante.	206
Tabla 5.1	Propiedades asignadas a los resortes verticales y horizontales, localizados en el centro de la viga (elemento 4)	226
Tabla 5.2	Propiedades asignadas a los resortes del alma y alas de la viga mostradas (elemento 5).	226
Tabla 6.1	Registros de aceleraciones del terreno.	248
Tabla 6.2	Características de los registros de aceleración escalados ($\xi = 5\%$).	248
Tabla 6.3	Características del registro artificial de aceleraciones ($\xi = 5\%$).	249
Tabla 7.1	Resultados del Análisis Elástico y Estático Lateral No Lineal del Pórtico Prototipo – Eje y	276
Tabla 7.2	Momento Plástico en las vigas orientadas en dirección y	277
Tabla 7.3	Momentos en las Columnas calculados para obtener el Mecanismo de Desplazamiento Lateral de Columnas	277
Tabla 7.4	Distribución del Cortante Basal en dirección Y	277
Tabla 7.5	Resumen de resultados del análisis pushover en las vigas para una deriva total del 5%.	278
Tabla 7.6	Resumen de resultados del análisis pushover en las columnas para una deriva total del 5%.	279
Tabla 7.7	Resumen de resultados del análisis pushover en zonas de panel para una deriva total del 5%.	280

Tabla 8.1	Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Entrepiso y Derivas Residuales de Entrepiso para el PEARM: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	314
Tabla 8.2	Magnitudes máximas de cortante basal normalizado, fuerzas inerciales, aceleración de piso y energía de los análisis dinámicos: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	315
Tabla 8.3	Magnitudes máximas de las rotaciones y de los momentos en las vigas de los claros interiores y exteriores para cada registro de aceleraciones: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	316
Tabla 8.4	Cantidad de vigas que fluyeron para cada registro de aceleraciones del análisis dinámico: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	317
Tabla 8.5	Rotaciones plásticas máximas en la base de las columnas de la planta baja del pórtico prototipo, obtenidas de los análisis dinámicos: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	318
Tabla 8.6	Rotaciones plásticas máximas de las zonas de panel interiores, y cantidad de zonas de panel que fluyeron para cada registro de aceleraciones en ambos niveles sísmicos: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	319
Tabla 8.7	Estados Límites alcanzados por los Análisis.	320

ÍNDICE DE FIGURAS

		Pag.
Figura 1.1	Colapso de edificio metálico durante el terremoto de Kobe de 1995 (Tomado de EERI CD 98-02)	18
Figura 1.2	Esquema de diseño de una conexión de alas soldadas no reforzadas y alma soldada (ANRS-AS).	19
Figura 2.1	Sistema de losas utilizados en edificios metálicos construidos en el centro de la ciudad de Guayaquil con PEARM (Tomado de Cassagne 2008): (a) Losa nervada de hormigón armado; (b) Losa de lámina acanalada de acero (Steelpanel).	74
Figura 2.2	Edificios metálicos construidos en el centro de la ciudad de Guayaquil con PEARM (Tomado de Cassagne 2008): Edificio con vigas tipo armadura; (b) Edificio con columnas tubulares formadas con canales doblados en frío	75
Figura 2.3	Unión vigas columna, donde se observan que la columna se interrumpe en la intersección con las vigas (Tomado de Cassagne 2008)	76
Figura 2.4	Daños en distintos tipos de edificios después del terremoto de Northridge de 1994 (Tomado de EERI 98): (a) Edificio de concreto reforzado, Kaiser Permanente; (b) Edificio de madera, Departamentos; (c) Edificio de acero, American Insurance Consultants.	77
Figura 2.5	Conexión típica viga-columna soldada Pre-Northridge para pórticos de acero resistentes a momento (Tomado de Caballero 2006)	78
Figura 2.6	Fracturas en las conexiones de edificios de acero (Tomado de EERI 98 y FEMA 2000): (a) Fractura del ala superior de viga; (b) Fractura del ala y alma de columna; (c) Fractura en zona de fusión de ala inferior de viga; (d) Fractura en el ala de columna.	79
Figura 2.7	Resultados de ensayos de tenacidad realizados a tres tipos de soldaduras utilizadas antes del sismo de Northridge (Tomado de Bruneau et al 1998)	80
Figura 2.8	Distribución de esfuerzos en el ala de la viga soldada con la cara de la columna sin placas de continuidad, (Tomado del <i>Journal of Constructional Steel Research</i> , Vol. 8, E.G. Popov).	80
Figura 2.9	Corrosión en los elementos de un pórtico de un edificio	

	antiguo de parqueo, sismo de la ciudad de Kobe 1995 (Tomado de EERI 98).	81
Figura 2.10	Tipos de conexiones viga-columnas populares en Japón; (a) conexión de diafragma a través de la columna; (b) conexión de diafragma interior (Tomado de FEMA-355E).	81
Figura 2.11	Daños en columnas; (a) Fractura en el metal base; (b) Daño en la conexión columna-diagonal (Tomado de EERI 98).	82
Figura 2.12	Daños a las conexiones reforzadas;(a) pernos destrozados; (b) fisuras en el alma de la viga y deformación fuera del plano (Tomado de FEMA-355E).	82
Figura 2.13	Tipos de bases de columnas populares en Japón; (a) conexión de placa base; (b) base de columna en concreto; (c) base de columna embebida (Tomado de FEMA-355E).	83
Figura 2.14	Fractura a la conexión viga-columna con soldadura de filete de pequeño espesor; (a) fractura en la parte superior de la columna; (b) fractura al final de la viga (Tomado de FEMA-355E).	83
Figura 2.15	Detalles del agujero de acceso a la soldadura propuesta después del sismo de Kobe; (a) detalles estándar pre-Kobe; (b) detalle modificado con un agujero más pequeño; (c) detalle sin agujero. (Tomado de FEMA-355E).	84
Figura 2.16	Colapso de un edificio del Complejo Pino Suárez, sismo de la ciudad de México, 1985. (Tomado de FEMA-355D).	84
Figura 2.17	Daño en la columna del pórtico de acero del Complejo Pino Suárez, sismo de la ciudad de México, 1985. (Tomado de FEMA 355E).	85
Figura 2.18	Conexión típica sin daño en la Torre Latino Americana, sismo de la ciudad de México de 1985. (Tomado de FEMA 355E).	85
Figura 2.19	Configuración estructural: Se observa irregularidad vertical puesto que las columnas posteriores de la foto no sigue en el mismo eje que las que se encuentran en primer plano. (Tomado de Cassagne, 2008).	86
Figura 2.20	Unión viga – columna: Se observa claramente que la barra de respaldo no ha sido retirada, los pobres acabados en la soldadura y el uso de soldadura de filete (Tomado de Cassagne, 2008).	86
Figura 2.21	Conexión de alas no reforzadas soldadas y alma empernada (WUF-B) (Tomado de FEMA-350)	87

Figura 2.22	Conexión de alas libres (Free Flange – FF) (Tomado de FEMA-350)	88
Figura 2.23	Conexión con viga de sección reducida (RBS) (Tomado de FEMA-350)	89
Figura 2.24	Conexiones rígidas empernadas: configuraciones precalificadas por ANSI/AISC 358-05 (Tomado de ANSI/AISC 358-05)	90
Figura 2.25	Conexión Empernada con Placa de Unión No rigidizada (Bolted Unstiffened End Plate - BUEP) (Tomado de FEMA-350).	91
Figura 2.26	Conexión Empernada con Placa de Unión Rigidizada (Bolted Stiffened End Plates - BSEP) (Tomado de FEMA-350)	92
Figura 2.27	Esquema de diseño de una conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS). (Tomado de FEMA-350)	93
Figura 2.28	Esquema de los agujeros de acceso de soldadura (Tomado de FEMA-350)	94
Figura 2.29	Esquema de las Doble Placas y Placas de Continuidad (Tomado de FEMA-350)	95
Figura 2.30	Esquema de la soldadura mejorada. (Tomado de FEMA-355D)	96
Figura 2.31	Detalle de la geometría y acabo del agujero de acceso de soldadura (Tomado de FEMA-355D)	96
Figura 2.32	Esquema del primer y segundo nivel de soldadura. (Tomado de FEMA-355D)	97
Figura 2.33	Curva Momento Rotación de espécimen LU-T3, Lehigh, EEUU. (Tomado de FEMA-355D)	97
Figura 3.1	Objetivos Mínimos del Diseño por Desempeño para los diferentes Grupos de Uso Sísmico (GUS) de las edificaciones (Tomado de FEMA 350).	168
Figura 3.2	Respuesta típica V vs. Δ_{total} , de un PEARM	168
Figura 3.3	Objetivos de Diseño por Desempeño (ODD) relacionado a la respuesta global	169
Figura 3.4	Esquema de soldadura de los perfiles fabricados a partir de planchas soldadas, de (a) vigas y (b) columnas.	170
Figura 3.5	Ilustración esquemática de la longitud de una Zona Protegida y de las dimensiones de la zona de panel	172
Figura 3.6	Ejemplo para el cálculo del cortante en la Articulación Plástica (Tomado de ANSI/AISC 358-05).	172

Figura 3.7	Diagrama de cuerpo libre a partir del centro de una rótula plástica de una viga hasta la rótula plástica de la otra viga de (Tomado de FEMA-350).	173
Figura 4.1	Planta del edificio prototipo	207
Figura 4.2	Elevación del edificio prototipo	207
Figura 4.3	Derivas de entrepiso: (a) Derivas de entrepiso obtenidas del análisis en dirección X; (b) Derivas de entrepiso obtenidas del análisis en dirección Y.	208
Figura 5.1	Modelo del PEARM con conexiones completamente rígidas.	227
Figura 5.2	Modelo Esquemático de ubicación de nudos y elementos en una unión viga columna del DRAIN 2DX (Basado en Rojas 2003)	228
Figura 5.3	Distribución de las fibras en los elementos grupo 1 según Rojas (2003)	229
Figura 5.4	Modelo de articulación plástica de la viga (Ojeda 2003 y Muhummud 2003).	230
Figura 5.5	Modelo de columna (tomado de Rojas 2003)	231
Figura 5.6	Modelo DRAIN de la zona de panel (Tomado de Rojas 2003): (a) Modelo de Krawinkler; (b) Comportamiento Cíclico.	231
Figura 5.7	Modelo DRAIN de la Zona de Panel (conexión interior).	232
Figura 5.8	Comparación de la relación esfuerzo-deformación usada en el modelo DRAIN con las propiedades promedio del acero A36 determinados por Cassagne.	232
Figura 6.1	Registro de aceleraciones del sismo de Valparaíso, Chile (1985), escalado al nivel DBE: (a) Aceleración del terreno; (b) Velocidad del terreno.	250
Figura 6.2	Registro de aceleraciones del sismo de Seattle, escalado al nivel DBE: (a) Aceleración del terreno; (b) Velocidad del terreno, (c) desplazamiento del terreno; (c) Desplazamiento del terreno.	251
Figura 6.3	Registro de aceleraciones del sismo de Los Angeles, California, escalado al nivel DBE: (a) Aceleración del terreno; (b) Velocidad del terreno, (c) desplazamiento del terreno; (c) desplazamiento del terreno.	252
Figura 6.4	Registro de aceleraciones del sismo de Pisco, Perú (2007), escalado al nivel DBE: (a) Aceleración del terreno; (b) Velocidad del terreno	253
Figura 6.5	Registro artificial de aceleraciones, Garlock (2002): (a)	

	Aceleración del terreno; (b) Velocidad del terreno, (c) desplazamiento del terreno	254
Figura 6.6	Espectros de respuesta de pseudo- aceleración de los registros de aceleración del terreno, usados en este análisis: (a) Nivel DBE; (b) Nivel MCE.	255
Figura 7.1	Cortante Basal Normalizado vs. deriva total	281
Figura 7.2	Mecanismos de Desplazamiento (tomado de De la Fuente 2007): (a) Mecanismo de Desplazamiento Lateral de Columnas; (b) Esquema del Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga; (c) Detalle de un Tramo del Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga.	282
Figura 7.3	Distribución de los cortantes de entrepiso normalizados al 5% de la deriva.	283
Figura 7.4	Cortante Basal Normalizado vs. deriva total de piso, y Estados Límites del pórtico prototipo.	283
Figura 7.5	Desplazamientos de piso y derivas de entrepiso al 5% de la deriva total obtenidos del análisis estático lateral: (a) desplazamientos de entrepiso; (b) derivas de entrepiso.	284
Figura 7.6	Desplazamientos y derivas de entrepiso para un PEARM bajo diferentes niveles de deformación ($\Delta_y =$ desplazamiento total en la primera fluencia: (a) Piso vs. Desplazamientos; (b) Piso vs. deriva entrepiso.	284
Figura 7.7	Comportamiento típico de vigas del pórtico prototipo: (a) Viga de 1er piso, tramo exterior; (b) Viga de 1er piso, tramo interior; (c) Viga de 3er piso, tramo exterior; (d) Viga de 3er piso, tramo interior; (e) Viga de 5to piso, tramo exterior; (f) Viga de 5to piso, tramo interior.	285
Figura 7.8	Comportamiento típico de ciertas columnas del pórtico prototipo: (a) columna del primer piso; (b) columna del segundo piso; (c) columna del tercer piso; (d) columna del cuarto piso; (e) columna del quinto piso; (f) columna del sexto piso.	286
Figura 7.9	Comportamiento típico de las zonas de panel de cada piso. Del segundo al sexto piso sólo se consideró los interiores porque los exteriores no llegaron a comportamiento plástico: (a) zona de panel exterior del primer piso; (b) zona de panel interior del primer piso; (c) zona de panel interior del segundo piso; (d) zona de panel interior del tercer piso; (e) zona de panel interior del cuarto piso; (f) zona de panel interior del quinto piso; (g) zona de	

	panel interior del sexto piso;	287
Figura 7.10	Rotaciones plásticas en columnas y vigas para derivas totales correspondientes a $1\Delta_y$, $3\Delta_y$ y $5.4\Delta_y$; (a) Δ_y ($\theta_{total} = 0.93\%$); (b) $3\Delta_y$ ($\theta_{total} = 2.78\%$); (c) $5.4\Delta_y$ ($\theta_{total} = 5\%$).	288
Figura 8.1	Magnitudes máximas de derivas de entrepiso del PEARM luego de ser sometido a cada registro de aceleraciones; (a) nivel DBE y (b) nivel.	321
Figura 8.2	Relación de deriva de entrepiso para deriva total (C_θ) para cada registro de aceleraciones del terreno; (a) nivel DBE y b) nivel MCE.	321
Figura 8.3	Derivas residuales de entrepiso del PEARM obtenidas de los análisis dinámicos: (a) Nivel DBE, y (b) nivel MCE	322
Figura 8.4	Máximos Cortantes de entrepiso normalizados del PEARM obtenidos de los análisis dinámicos: (a) Nivel DBE, y (b) Nivel MCE	322
Figura 8.5	Máximos cortantes de entrepiso normalizados (V_y/W) obtenidos de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE	323
Figura 8.6	Máximas Fuerzas inerciales obtenidas de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE; y (b) nivel MCE.	323
Figura 8.7	Aceleraciones máximas de piso obtenidas de los análisis dinámicos: (a) registros en nivel DBE, y (b) registros en nivel MCE.	324
Figura 8.8	Energía de entrada, viscosa, cinética e histerética del sismo de Seattle en los niveles: (a) DBE, y (b) MCE.	325
Figura 8.9	m y $m+\sigma$ de los momentos máximos normalizados de las conexiones obtenidos de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	326
Figura 8.10	m y $m+\sigma$ de las rotaciones de las conexiones obtenidas de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	326
Figura 8.11	Momentos máximos normalizados de las conexiones para cada registro de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.	327
Figura 8.12	Rotaciones máximas de las conexiones para cada registro de aceleraciones: (a) nivel DBE, (b) nivel MCE.	327
Figura 8.13	Respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$ del lado izquierdo de la viga del PEARM sujeta al registro de aceleración Valparaíso al nivel MCE, Claro 1 del Piso 4.	328
Figura 8.14	Rotaciones plásticas máximas de las columnas del pórtico prototipo, para cada análisis de registro de aceleraciones,	

- Figura 8.15 en los niveles: (a) DBE, y (b) MCE. 328
Curva de interacción momento – fuerza axial ($M_c - P_c$) para la columna 1 (exterior) del pórtico prototipo sujeto al sismo Valparaíso 1985, escalado al nivel MCE. La curva azul representa la base de la columna y la curva rosada el tope.
- Figura 8.16 Rotaciones plásticas máximas en las zonas de panel interiores para cada registro de aceleraciones, en los niveles: (a) DBE, y (b) MCE. 329
- Figura 8.17 Respuesta $V/V_{pz} - \gamma_{pz}$ de la zona de panel del PEARM sujeta al registro de aceleración Seattle al nivel MCE, Conexión 6 del Piso 4. 330

CAPITULO 1

1. Introducción.

1.1 Generalidades.

En los últimos años se ha popularizado la construcción de edificios de acero de pocos pisos en la ciudad de Guayaquil. Los Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) son los sistemas estructurales utilizados más frecuentemente en la

construcción de los edificios. Las vigas de los pórticos generalmente son fabricadas utilizando armaduras o perfiles soldados mientras que las columnas son fabricadas utilizando perfiles tubulares rectangulares formados a base de canales. Tanto para el caso de las armaduras como para el caso de las columnas, se utilizan generalmente los perfiles doblados en frío. Para la construcción de estos edificios se han utilizado criterios de diseño y detalles constructivos obsoletos, los cuales están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismos (Cassagne 2008). En consecuencia, el desempeño de estas estructuras podría resultar inadecuado ante la ocurrencia de sismos moderados o severos.

Las lecciones aprendidas en los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 demostraron que los edificios de acero, diseñados y contruidos inapropiadamente, pueden experimentar fallas frágiles en las conexiones a momento viga – columna y poseer poca resistencia sísmica. De acuerdo a FEMA 355E (SAC 2000b), (Federal Emergency Management Agency/SEAOC – ATC – CUREe), varios miles de edificios, similares a algunos de los que

están siendo construidos en Guayaquil, fueron dañados severamente (algunos colapsaron) durante el Terremoto de Kobe de 1995. La Figura 1.1 presenta un edificio de acero que colapsó durante este terremoto debido al uso de soldaduras de filete en las conexiones viga-columna.

La ocurrencia de estas fallas frágiles en las conexiones en los Terremotos de Northridge y Kobe originó la revisión de la práctica del diseño y de la construcción de los edificios con PEARM. Investigaciones recientes han proporcionado nuevas metodologías de diseño y detalles para la construcción de PEARM (FEMA 350-SAC 2000a).

Ante las fallencias observadas en estructuras compuestas por PEARM, el presente estudio tiene como objetivo principal servir de guía para los ingenieros que trabajan profesionalmente con edificios de acero estructural en este país, especialmente en la ciudad de Guayaquil. La investigación desarrollada comprende el análisis, diseño y evaluación sísmica de edificios con pórticos de acero resistentes a momentos elaborados a partir de planchas

soldadas. En esta investigación se utilizó un edificio prototipo de seis pisos y de seis claros en ambas direcciones. El análisis y el diseño de este edificio prototipo servirán directamente como una guía para los diseñadores en futuros proyectos; mientras que la evaluación sísmica servirá para confirmar y comprobar que la estructura diseñada tiene un adecuado desempeño sísmico.

Para edificios compuestos de pórticos especiales de acero resistentes a momento, el programa de investigación llevado a cabo por FEMA/SAC (Federal Emergency Management Agency/SEAOC – ATC – CUREe) desarrolló una serie de conexiones llamadas "*Conexiones Precalificadas*". En la actualidad, en países como Estados Unidos, los códigos de construcción requieren que las conexiones a utilizar en los pórticos de acero resistentes a momento sean calificadas mediante un programa que ensaye conexiones prototipos. Las Conexiones Precalificadas pueden ser diseñadas y construidas sin verificación teórica y analítica. Las publicaciones FEMA 350 (SAC 2000a) y ANSI/AISC 358-05 proporcionan recomendaciones,

especificaciones y procedimientos de diseño para cada conexión precalificada.

Este trabajo presenta una Conexión Precalificada llamada *Conexión con Alas no Reforzadas Soldadas y Alma Soldada* (ANRS-AS) para ser usada en pórticos de acero resistentes a momento, fabricados a partir de planchas soldadas. La Figura 1.2 muestra la vista lateral esquemática de una conexión ANRS-AS.

Una conexión ANRS-AS diseñada y fabricada apropiadamente tiene las siguientes ventajas: (1) la conexión se puede diseñar y construir sin verificación teórica o analítica; (2) la conexión tiene adecuada resistencia, ductilidad y gran capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos; (3) existen especificaciones pertinentes en las que se detallan procedimientos de diseño y limitaciones, lo cual facilita su diseño; y (4) su ejecución es económica en comparación con otras conexiones precalificadas. Entre las desventajas se puede mencionar que una conexión ANRS-AS requiere un riguroso control de calidad durante el montaje y soldado de los miembros con el fin de conseguir un

desempeño sísmico adecuado; además, hay limitaciones de tamaños de vigas, lo que puede convertir a este tipo de conexión no aplicable en algunos edificios.

1.2 Objetivos de la Investigación.

Los objetivos de esta investigación consisten en:

- Desarrollar criterios de diseño sísmico con Conexiones de Alas No Reforzadas Soldadas y Alma Soldada (ANRS-AS) para Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM), fabricados a partir de planchas soldadas.
 - Introducir este tipo de conexiones para que puedan ser utilizadas en la ciudad de Guayaquil y en el país.
 - Evaluar el desempeño sísmico del edificio a fin de estudiar su comportamiento ante diferentes intensidades de movimientos del terreno .
 - Comparar el costo de la estructura de un edificio prototipo con PEARM y conexiones ANRS-AS, fabricado a partir de planchas
-

soldadas, con el costo de un edificio similar pero en concreto reforzado.

1.3 Alcance y Metodología de la Investigación.

A fin de cumplir los objetivos previamente mencionados, se desarrolló una investigación analítica de un edificio con PEARM y conexiones ANRS-AS.

El alcance de esta investigación consistió en:

- Resumen de las posibles deficiencias estructurales de los edificios existentes con pórticos especiales de acero resistente a momento (PEARM) en la ciudad de Guayaquil.
 - Desarrollo del concepto de la conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada, así como también de recomendaciones y criterios de diseño sísmico para conexiones ANRS-AS para pórticos especiales de acero resistentes a momento.
 - Diseño de un edificio prototipo siguiendo las recomendaciones y criterios de diseño sísmico.
-

- Desarrollo de modelo analítico de pórtico del edificio prototipo diseñado.
- Desarrollo del análisis estático lateral no lineal (pushover), y análisis dinámicos no lineales para estudiar el comportamiento del sistema estructural ante cinco registros de aceleraciones escalados a niveles de Sismo de Diseño (DBE) y Sismo Máximo Considerado (MCE), con el fin de evaluar sísmicamente al edificio.
- Presupuesto estimado del edificio prototipo, para que pueda ser comparado con un edificio similar de concreto reforzado.

1.4 Organización de la Investigación.

La presente investigación se encuentra dividida en ocho capítulos (Capítulos 2 – 9). El Capítulo 2 presenta la revisión de la información previa más relevante acerca de edificios construidos y diseñados con PEARM en nuestro país, y la respuesta de este tipo de edificios antes sismos moderados y severos ocurridos en otros países. Además se presenta la investigación previa de estos

sistemas estructurales provistos de conexiones de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS).

El Capítulo 3 presenta el enfoque del diseño propuesto, los niveles de desempeño sísmico y sus objetivos, los niveles sísmicos, los estados límites, las demandas y capacidades estructurales, los criterios de diseño y el procedimiento de diseño de PEARM con conexiones ANRS-AS.

El Capítulo 4 describe el modelo elástico lineal del edificio prototipo compuesto por PEARM con ANRS-AS desarrollado con la ayuda del programa SAP2000. El capítulo incluye la descripción de las cargas y combinaciones de carga aplicadas, el cálculo de las fuerzas laterales equivalente, el análisis estático lateral del edificio y el diseño de miembros y conexiones del edificio.

El Capítulo 5 describe el modelo analítico del PEARM con conexiones soldadas desarrollado con la ayuda del programa de computación DRAIN- 2DX.

El Capítulo 6 describe los cinco registros de aceleraciones usados en el análisis dinámico no- lineal de los pórticos.

El Capítulo 7 presenta los resultados de la respuesta global y local del pórtico luego del análisis estático lateral no- lineal (pushover).

El Capítulo 8 presenta los resultados de la respuesta global y local de los análisis dinámicos no lineales a los que fue sometido el pórtico prototipo, y se evalúan los estados límites alcanzados por el pórtico.

Finalmente, el Capítulo 9 presenta el resumen y las conclusiones de la investigación.

1.5 Notación.

A_f	=	área del ala de una viga ó columna;
A_g	=	área gruesa de la sección (viga o columna);
A_i	=	área de resorte;
AME	=	aceleración máxima efectiva;
AMS	=	aceleración máxima de suelo;
ANRS-AS	=	conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldadas;
A_w	=	área del alma de la sección;
b	=	distancia libre entre las planchas que conforman las almas de la columna cajón;
b_c	=	ancho de la columna;

b_{fb}	= ancho de ala de la viga;
BSEP	= conexión emperrada con placas de unión rigidizada – Bolted Stiffened End Plates;
BUEP	= conexión emperrada con placas de unión no rigidizada – Bolted Unstiffened End Plate;
C_d	= factor de amplificación de deflexión;
CDS	= categoría de diseño sísmico;
C_{pr}	= factor que considera la resistencia máxima de la conexión, influenciada por el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión;
C_s	= coeficiente sísmico de respuesta;
C_T	= factor de corrección de período;
C_y	= coeficiente de fluencia en una conexión;
C_θ	= factor para estimar la demanda de deriva entrepisos;
C_ξ	= factor de corrección de amortiguamiento ;
D	= carga muerta/ distancia más cercana a la zona de ruptura de falla al sitio de estudio;
d_b	= peralte de la viga;
DBE	= sismo de diseño;
d_c	= peralte de la columna;
DIM	= desplazamiento incremental máximo de suelo;
DMS	= desplazamiento máximo de suelo;
d_w	= peralte del alma de la viga ó columna;
d_z	= peralte de la zona de panel medido entre las placas de continuidad;
E	= módulo de elasticidad del acero/ efectos combinados de fuerzas de sismo vertical y horizontal;
$E_{cinética}$	= energía cinética;
$E_{histerética}$	= energía histerética;
E_I	= energía de entrada;
E_s	= módulo de elasticidad secante del acero;
$E_{viscosa}$	= energía viscosa;
EW	= trabajo externo de la estructura;
FE	= factor de escala;
FF	= ala libre - free flange;
F_i	= fuerza inercial en el nivel i;
F_{fb}	= esfuerzo probable a tensión del acero de la viga;
F_u	= esfuerzo de fluencia último especificado;
$F_{x,dis}, F_{y,dis}$	= fuerzas laterales de piso;

F_x, F_y	= fuerza lateral equivalente aplicada en cada piso en el sentido x ó y ;
F_y	= esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero;
F_{yb}	= esfuerzo nominal a tensión del acero de la viga/ esfuerzo de fluencia de la viga;
F_{yc}	= esfuerzo de fluencia de la columna;
F_{yw}	= esfuerzo de fluencia del alma de la sección;
GUS	= grupo de uso sísmico;
h	= altura de la columna;
H	= altura de entrepiso;
h_i	= altura desde la base hasta el nivel i ;
h_n	= altura del edificio desde la base hasta la parte más alta;
h_o	= distancia entre centroides de alas;
h_p	= promedio entre las alturas de los entrepisos sobre y bajo la zona de panel;
h_{pz}	= altura de la zona de panel;
h_t	= altura del edificio o pórtico de estudio;
h_x	= altura desde la base del edificio hasta el nivel x ;
I_E	= factor de importancia ocupacional;
IE	= intensidad espectral;
IW	= trabajo interno de la estructura;
k	= exponente de distribución relacionado con el periodo del edificio;
K	= rigidez;
$K_{f\Delta}$	= rigidez inicial;
L	= longitud del claro medido desde el eje central de la columna / carga viva;
L'	= distancia entre articulaciones plásticas de una viga;
L_b	= longitud libre de la viga/ espaciamiento máximo de arrostramiento lateral de las alas de las vigas;
L_{ph}	= longitud de las posibles articulaciones plásticas
LRFD	= Método de los Factores y Resistencia de Cargas;
m	= masa del sistema/ media aritmética;
M	= magnitud del sismo en escala Richter/ momento máximo de la conexión;
M_b	= momento flector de la viga;
M_c	= momento plástico en el centro de la columna en la conexión;
MCE	= sismo considerado máximo;
M_{dis}	= el momento de diseño en la cara de la columna, obtenido del procedimiento lateral de fuerzas laterales equivalentes con el

	cortante basal V_{dis} ;
MGDL	= múltiples grados de libertad;
M_L	= momento en el lado izquierdo de la columna;
M_p	= momento plástico nominal;
$M_{p,n}$	= momento plástico nominal de la viga;
$M_{p-falla}$	= momento plástico mínimo aproximado alcanzado por un miembro o conexión dúctil;
M_{pr}	= momento máximo probable;
M_{pzs}	= momento en los dos resortes que son usados para modelar la flexibilidad de la zona de panel;
M_R	= momento de la viga en el lado derecho de la columna;
M_u	= momento de diseño debido a la combinación de las cargas gravitacionales y sísmicas;
M_{uv}	= momento adicional debido a la amplificación que produce la fuerza cortante en el punto de la articulación plástica;
ODD	= objetivo de diseño por desempeño;
P_{bf}	= fuerza axial en el ala de la viga;
PEARM	= pórtico especial de acero resistente a momento;
P_{eff}	= fuerza efectiva aplicada a la estructura;
PEM	= pórticos especiales a momento;
P_n	= resistencia axial nominal de una columna;
POM	= pórticos ordinarios a momento;
P_r	= carga axial residual en el análisis inelástico a una deformación residual, $\bar{\delta}_r$;
P_u	= resistencia axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga de ASCE/SEI 7-05/ carga axial última en análisis inelástico;
P_{uc}	= fuerza de compresión requerida en la columna utilizando las combinaciones de carga del LFRD/ carga axial factorada de la columna;
P_y	= carga axial en la viga (o columna) que causa fluencia por compresión en la sección transversal;
Q_E	= efecto de las fuerzas sísmicas horizontales;
Q_i	= cargas definidas por el código utilizado;
R	= factor de modificación de respuesta;
RBS	= sección de viga reducida;
R_n	= resistencia nominal;
R_t	= relación entre el esfuerzo de fluencia último y el esfuerzo de fluencia último especificado, F_u , del material;
R_u	= resistencia requerida (LFRD);

R_v	= resistencia nominal al cortante de la zona de panel/ factor de esfuerzo de fluencia probable;
R_y	= relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y , del material;
r_y	= radio de giro de la sección sobre el eje y;
S	= módulo de sección de la viga;
S_1	= aceleración de respuesta espectral para un período de 1.0 segundo;
S_a	= pseudo- aceleración espectral;
S_b	= módulo de sección de la viga;
S_d	= desplazamiento espectral;
S_{D1}	= aceleración de respuesta espectral de diseño para período a un segundo;
SDC	= soldadura de demanda crítica;
S_{DS}	= aceleración de respuesta espectral de diseño para período corto;
SF	= soldadura de filete;
S_h	= distancia del eje de la columna a la localización de la rótula plástica en la viga;
S_{meta}	= valor espectral del espectro meta;
S_{RA}	= valor espectral del registro de aceleraciones a ser escalado;
$SRFS$	= sistema resistente a fuerzas sísmicas;
$SRPC$	= soldadura de ranura de penetración completa;
S_s	= aceleración de respuesta espectral para período corto;
S_v	= pseudo- velocidad espectral;
t	= espesor de la zona de panel/ espesor del ala de la columna;
T_1	= primer período modal o período fundamental de la estructura;
T_2	= segundo período modal;
T_a	= período fundamental aproximado del edificio;
t_{cf}	= espesor de ala de la columna;
T_D	= duración agrupada;
T_{dis}	= período de diseño del edificio, usado en el procedimiento de fuerzas laterales equivalentes (máximo valor permitido);
t_f	= espesor de ala de la viga;
t_{bf}	= espesor del ala de la viga;
T_{max}	= máximo valor de período del edificio definido por el código;
t_w	= espesor de alma de la viga;
t_{wc}	= espesor de alma de la columna;
U	= desplazamiento de la estructura;
\ddot{U}_g	= aceleración del suelo;

UGDL	= un grado de libertad;
V	= cortante basal
V_B	= cortante de la columna debajo de la zona de panel;
V_{DBE}, V_{MCE}	= cortante basal para los niveles sísmicos DBE y MCE, respectivamente;
V_{dis}	= cortante basal de diseño del código;
V_{grav}	= fuerza cortante de la viga resultante de las cargas gravitacionales;
VIM	= velocidad incremental máxima de suelo;
V_{MAX}	= cortante basal máximo al 5% de deriva total;
VME	= velocidad máxima efectiva;
VMS	= velocidad máxima de suelo;
V_p	= cortante en la articulación plástica;
V_{pz}	= cortante de la zona de panel;
$V_{pz,u}$	= cortante último de la zona de panel;
$V_{pz,y}$	= fuerza cortante de la zona de panel;
V_{sism}	= cortante producido por las cargas laterales equivalentes a sismo;
V_T	= cortante de la columna sobre la zona de panel;
V_y	= cortante basal a la primera fluencia;
W	= peso sísmico efectivo;
WFP	= placa soldada al ala - welded flange plate;
w_i	= porción de W asignada al nivel i;
WUF-B	= conexión con alas no reforzadas soldadas y alma empernada - welded unreinforced flange bolted web;
WUF-W	= conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada - welded unreinforced flange welded web;
w_x	= porción de la masa sísmica asignada al nivel x;
w_z	= ancho de la zona de panel entre alas de columna;
x	= distancia de la cara de la columna a la articulación plástica;
y_i	= distancia desde el eje central de la viga hasta los nudos del alma;
Z	= módulo plástico de un elemento;
Z_b	= módulo plástico de la viga;
Z_c	= módulo plástico de la columna;
Z_x	= módulo plástico determinado en el eje sentido x de la sección transversal de un elemento;
θ	= deriva de entrepiso/ rotación;
θ_a	= máxima deriva permisible;
θ_b	= ángulo de rotación de las vigas;

θ_c	= ángulo de rotación de las columnas;
$\theta_{DBE}, \theta_{MCE}$	= deriva total estimada para los niveles sísmicos DBE y MCE, respectivamente;
θ_g	= rotación en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas;
$\theta_{g, promedio}$	= rotación promedio en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas, determinada de los ensayos experimentales;
θ_p	= rotación plástica;
$\theta_{p, promedio}$	= rotación plástica promedio, determinada de los ensayos experimentales;
θ_{pz}	= rotación del resorte;
$\theta_{pz,p}$	= rotaciones plásticas máximas de las zonas de panel interiores;
θ_{total}	= deriva total (de cubierta) del edificio;
$\theta_{total-DBE}$	= demanda de deriva total (de cubierta) para el nivel sísmico DBE;
$\theta_{total-MCE}$	= demanda de deriva total (de cubierta) para el nivel sísmico MCE;
Δt	= intervalo de tiempo de integración;
$\Delta_{total-DBE}$	= demanda de desplazamiento total (de cubierta) para el nivel sísmico DBE;
$\Delta_{total-MCE}$	= demanda de desplazamiento total (de cubierta) para el nivel sísmico MCE;
Δ_y	= desplazamiento de cubierta para la cual el edificio entra al rango inelástico;
$\sum M_c$	= suma de momentos máximos probables en el centro de la columna de una conexión;
$\sum M_{pb}$	= suma de momentos en las vigas en la intersección viga – columna
$\sum M_{pc}$	= suma de los momentos en la columna sobre y debajo de la intersección viga – columna
$\bar{\delta}_r$	= deformación residual;
$\bar{\delta}_u$	= deformación última;
$\bar{\delta}_x$	= desplazamiento inelástico del nivel x;
$\bar{\delta}_{xe}$	= desplazamiento elástico del nivel x;
$\bar{\delta}_y$	= deformación que causa fluencia;
λ_p	= límites de relación ancho espesor para secciones compactas;
λ_{ps}	= límites de relación ancho espesor para secciones sísmicamente compactas;

ξ	= razón de amortiguamiento viscoso asignada a la estructura;
$\xi_{5\%}$	= razón de amortiguamiento viscoso asignada a la estructura igual al 5%;
ρ	= factor basado en la redundancia del sistema;
σ	= desviación estándar;
σ_g	= desviación estándar de la rotación en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas, determinada de los ensayos experimentales;
σ_p	= desviación estándar de la rotación plástica, determinada de los ensayos experimentales;
σ_y	= esfuerzo de fluencia del material de la columna;
ϕ	= factor de reducción de resistencia;
ϕ_c	= factor de reducción de resistencia de las columnas;
ϕR_n	= resistencia de diseño;
ϕ_v	= factor de reducción de resistencia al corte;
ω	= frecuencia natural de un sistema UGDL;
$\Omega_{DBE}, \Omega_{MCE}$	= factor de sobrerresistencia para los niveles sísmicos DBE y MCE, respectivamente;
Ω_{max}	= sobrerresistencia máxima;
Ω_y	= sobrerresistencia en la primera fluencia;
$\gamma_{pz,y}$	= distorsión por cortante en el punto de fluencia;
γ_i	= factor de carga;



Figura 1.1 Colapso de edificio metálico durante el terremoto de Kobe de 1995
(Tomado de EERI CD 98-02)

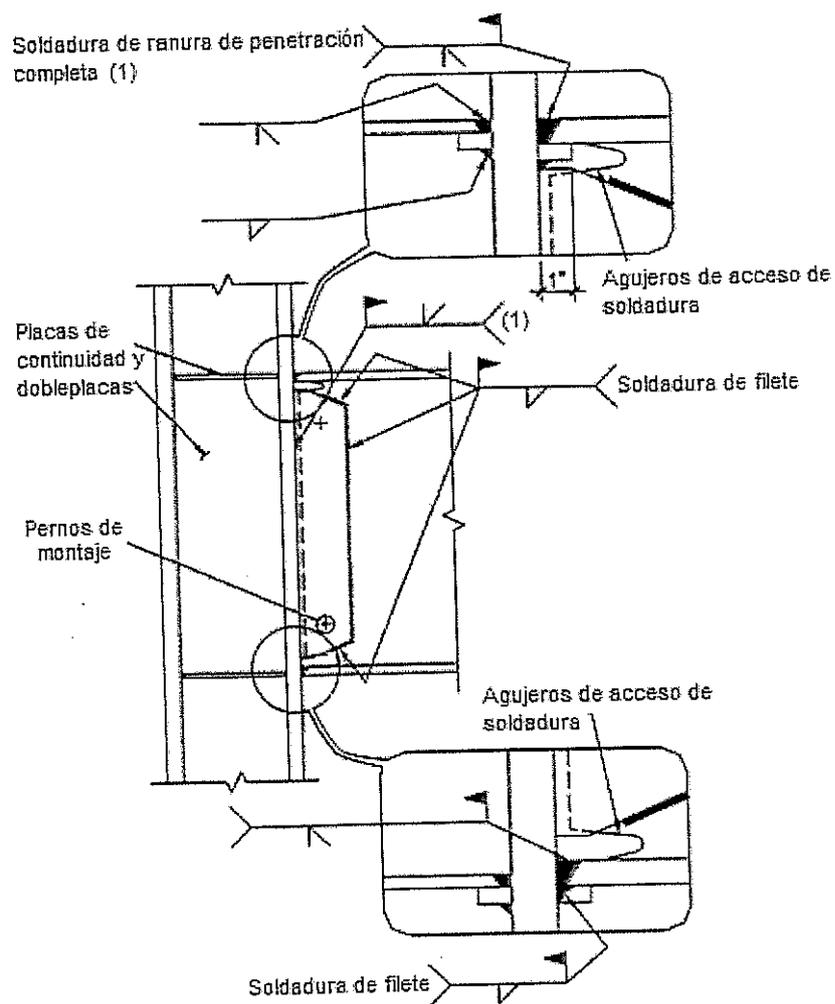


Figura 1.2. Esquema de diseño de una conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS).

CAPITULO 2

2. Investigación Previa.

2.1 Generalidades.

Este capítulo presenta una revisión breve de las prácticas constructivas y de diseño en Guayaquil en edificios con Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM). Adicionalmente, incluye una reseña histórica de los daños ocasionados en estructuras de acero en sismos ocurridos en otros países y de las investigaciones más relevantes acerca de

los sistemas estructurales PEARM y sus conexiones precalificadas.

2.2 Estado del arte y de la práctica en edificios metálicos de la ciudad de Guayaquil.

En los últimos años, la construcción de edificios de acero de pocos pisos se ha popularizado en la ciudad de Guayaquil. Para la construcción de dichos edificios se ha utilizado criterios de diseño y detalles constructivos obsoletos, los cuales están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismos (Cassagne 2008). Debido a esto, el comportamiento de dichas estructuras podría resultar inadecuado ante la ocurrencia de sismos moderados o severos.

2.2.1. Sistema estructural

El sistema estructural que se utiliza con más frecuencia en la construcción de edificios es el de Pórticos Especiales de Acero Resistente a Momentos (PEARM). Un PEARM tiene la capacidad de resistir las cargas gravitacionales y las cargas laterales equivalentes a

sismo y sus correspondientes deformaciones laterales. Sin embargo algunas de estas estructuras, construidas en Guayaquil, han sido diseñadas solamente para resistir cargas gravitacionales.

En algunas edificaciones se ha utilizado la típica losa nervada de hormigón armado tal como lo ilustra la Figura 2.1(a); mientras que en otras edificaciones se ha usado la losa de lámina acanalada de acero (steelpanel), como se observa en la Figura 2.1(b). Este último tipo de losa se encuentra en apogeo y expansión tanto en este tipo de estructuras como en las de hormigón armado.

2.2.2. Miembros

Las vigas de los PEARM generalmente son fabricadas utilizando armaduras como las de la Figura 2.2 (a), o perfiles "I" soldados; mientras que, las columnas son fabricadas utilizando perfiles tubulares rectangulares formados a base de canales como los de Figura 2.2 (b). Tanto para el caso de las armaduras como para el caso

de las columnas, se utilizan generalmente los perfiles doblados en frío y soldadura de filete.

2.2.3. Conexiones.

Las conexiones de los PEARM consisten generalmente en conexiones soldadas por medio de soldadura de filete. En ciertos casos, tanto alas como el alma de las vigas están soldadas a la columna, mientras que en otras ocasiones solamente las alas o el alma están soldadas a la columna (Cassagne 2008).

En otros edificios, como el de la Figura 2.3, se ilustra un caso típico de unión vigas columna. Nótese que en dicha figura, la columna se interrumpe mientras que las vigas se apoyan en ella por medio de una placa metálica, lo que ocasiona que la columna pierda continuidad.

2.3. Daños típicos a PEARM en terremotos pasados.

2.3.1. Northridge 1994.

El terremoto de Northridge, ocurrido el 17 de enero de 1994 y de magnitud 6.7, provocó más de 30 millones de dólares en pérdidas (Bruneau et al 1998), convirtiéndose en uno de los desastres naturales más costosos de Estados Unidos.

Inmediatamente ocurrido el terremoto, se reportó el colapso de varios edificios de concreto reforzado, concreto prefabricado y de madera; sin embargo, no hubo reportes de daños significativos en edificios de acero (ver Figura 2.4). Luego de meses, varios ingenieros descubrieron daños en ciertos edificios de acero, los cuales exhibían fracturas en las conexiones viga – columna.

Para 1960 se empezó a construir edificios con pórticos a momento con conexiones soldadas. Se creía que estos edificios eran invulnerables a sismos, y en caso de

producirse algún tipo de daño, éste se limitaría a la fluencia dúctil de las conexiones y elementos, pero el colapso era inconcebible. La Figura 2.5 muestra una conexión soldada típica viga-columna pre-Northridge para pórticos de acero resistentes a momento. La conexión está compuesta por soldadura de penetración completa entre las alas de la viga y la cara de la columna, con el alma de la viga empernada a una placa de cortante soldada a la columna. La filosofía de diseño de ese tiempo, consistía en proporcionar al edificio la habilidad de soportar el movimiento del suelo sin colapsar, con algunos daños estructurales como resultado. Para lograr esto se intentaba que el edificio se comportara de manera dúctil, es decir, soportar grandes deformaciones inelásticas sin perder mucha resistencia, sin desestabilizarse y colapsar.

Después del terremoto de Northridge se detectaron fracturas en las conexiones viga-columna de los PEARM tal como se observa en la Figura 2.6. El programa de investigación desarrollado por FEMA/SAC (Federal Emergency Management Agency/SEAOC - ATC -

CUREE) estudió el desempeño de los pórticos de acero resistentes a momento. Los edificios que experimentaron daños habían sido diseñados de acuerdo al UBC 1973, 1985 y 1994. En general, dichos edificios desarrollaron ciertos daños estructurales pero no colapsaron, tal como se intentaba en los códigos. Sin embargo estos edificios no tuvieron un desempeño adecuado, inclusive en aquellos casos donde el movimiento del suelo fue menor que el de diseño. En los pórticos de acero resistentes a momento, se esperaba que al ocurrir el terremoto, éstos se deformaran plásticamente para disipar la energía del sismo. Estas deformaciones debían ocurrir a manera de rótulas plásticas en las vigas, cerca de las conexiones. El daño que se esperaba consistía en una fluencia leve y pandeo local en los elementos, más no fallas frágiles como las que se observan en la Figura 2.6.

Los resultados de los ensayos y observaciones a las conexiones pre – Northridge indican que las fracturas empezaron a desarrollarse a bajos niveles de demanda plástica y en muchos casos, cuando la estructura se encontraba aun en el rango elástico. Como resultado de

los estudios realizados, se conoce ahora que la conexión típica pre – Northridge tuvo un desempeño sísmico inadecuado debido a la combinación de varios factores que en resumen se presentan a continuación:

a.) La calidad de la mano de obra y la inspección. Una gran parte de los daños causados por terremotos, son a causa de la pobre mano de obra y de la inspección inapropiada y en el caso de Northridge no fue la excepción. En las investigaciones, se descubrió evidencias de soldaduras defectuosas en las conexiones las cuales son a causa de la ignorancia de los requerimientos estándar al soldar, estipulados en las especificaciones de la AWS (American Welding Society). Pero igual hubo edificios cuyas soldaduras en las conexiones a momento eran impecables y que igual fallaron.

b.) Ejecución de la soldadura. En las conexiones pre-Northridge, el alma de la viga crea un obstáculo para la persona que debe soldar el ala inferior de la viga a la columna. Como resultado, hay grandes probabilidades

de que haya defectos, los cuales son difíciles de detectar a través de inspección ultrasónica.

c.) *Mecanismo de fractura.* Antes del sismo de Northridge no se retiraban las barras de respaldo que se utilizaban para facilitar el proceso de soldar. Desde el punto de vista de resistencia, esta barra era considerada como material adicional. Sin embargo, desde el punto de vista de "Mecánica de fractura", un pequeñísimo vacío entre la barra y la columna se comportará como un iniciador de fracturas, bajo efectos de un sismo. Este mecanismo se acentuó con la baja tenacidad del electrodo tipo E70T-4 que se utilizaba antes de Northridge. La Figura 2.7 muestra los resultados de los ensayos de tenacidad realizados a tres tipos de soldaduras utilizadas antes del sismo de Northridge.

d.) *Elevado esfuerzo de fluencia del metal base.* Para desarrollar el criterio de columna fuerte - viga débil, muchos ingenieros han utilizado acero A36 para las vigas y acero grado 50 para las columnas. Sin embargo a través de los años, el esfuerzo de fluencia del acero

A36 se ha incrementado substancialmente sin haber cambiado las especificaciones técnicas de dicho acero. SSPC (Structural Steel Painting Council, 1994) y SAC (1995) reportaron esfuerzos de fluencia hasta de 72 ksi en especímenes de acero A36. Consecuentemente, en el proceso de diseño probablemente se subestimó el valor del esfuerzo de fluencia de las vigas y se seleccionó soldaduras más débiles que el metal base, lo cual conllevó a obtener conexiones con características de viga fuerte – columna débil.

e.) Concentraciones de esfuerzos. La ausencia de placas de continuidad produce concentraciones de esfuerzos en el ala de la viga cerca al alma de la columna, como se puede ver en la Figura 2.8. También existen concentraciones de esfuerzos en el agujero de acceso.

f.) Presencia de losa compuesta. La contribución de resistencia a la losa de concreto era ignorada en el diseño sísmico, ya que sólo se tomaba en cuenta la resistencia de la viga. No se consideraba el efecto de

sección compuesta que producen los conectores de corte ubicados cercanos a la columna.

g.) Poca redundancia. Para crear un sistema estructural más económico se colocaba pórticos de acero resistentes a momento solamente en los pórticos perimetrales de los edificios. Por lo tanto, había pocas uniones viga-columna diseñadas como conexiones a momento.

h.) Zonas de panel muy débiles. Esto incrementa los esfuerzos y deformaciones en las alas de la columna.

2.3.2. Kobe 1995 (FEMA 355E)

El 17 de Enero de 1995 a las 5:36:52 a.m. se produjo un sismo de 7.2 de magnitud en la escala de Ritchter en la ciudad de Kobe, Japón. El epicentro fue ubicado a 20 Km. del suroeste la ciudad de Kobe en la isla Awaji.

El terremoto causó 5.100 muertos, 27.000 personas heridas y 300.000 personas se quedaron sin hogar. El

costo directo de los daños estructurales causados por el sismo excedió el valor de 150 mil millones de dólares.

Las estructuras más dañadas fueron las casas tradicionales japonesas con pórticos de madera, paredes débiles y techos de tejas de arcilla. Colapsaron edificios de apartamentos y de oficinas de mediana altura, de cuatro a doce pisos, de concreto reforzado. El terremoto causó daños devastadores en los pasos elevados y vías a nivel del tren, carreteras, pasos a desnivel y puertos. Además causó grandes incendios en el centro de la ciudad de Kobe.

(a) *Daños en Edificios de Acero.* El acero es un material estructural muy popular en la construcción de edificios Japoneses. La madera por años fue el material más usado, pero casi exclusivamente para casas residenciales. El acero era el segundo en uso para la construcción seguido por el concreto reforzado.

El instituto arquitectónico de Japón (AIJ) condujo una investigación preliminar de los edificios dañados en Kobe

del 24 al 26 de enero de 1995, identificando 4530 edificios dañados, incluyendo 1067 que colapsaron o fueron dañados severamente sin posibilidad de reparación. Una gran cantidad de edificios de acero que tenían más de 35 años de uso estuvieron sujetos al terremoto. Desafortunadamente estos edificios tenían poca resistencia en comparación con los códigos modernos de diseño sísmico. Muchos de estos edificios también sufrieron corrosión y otro tipo de deterioro en los elementos estructurales como se muestra en la Figura 2.9

Con respecto a los edificios modernos de acero, el AIJ condujo una inspección detallada encontrando 988 edificios dañados o colapsados. Entre éstos, 90 habían colapsados, 332 estaban severamente dañados, 266 moderadamente dañados y 300 tenían daños menores.

Los tipos de secciones usadas en Japón para los elementos estructurales de los edificios de acero se detallan en la Tabla 2.1. A diferencia de Estados Unidos, en Japón es más común usar columnas del tipo cajón,

formadas por placas soldadas. Este tipo de columnas se han utilizado en la mayoría de los edificios metálicos existentes en la ciudad de Guayaquil.

La Tabla 2.2 indica el tipo de detalles de conexiones encontradas en los edificios dañados. El tipo de conexión más utilizado en Japón es la llamada "Conexión de diafragma a través de la columna", donde la columna cajón es cortada longitudinalmente en 3 piezas: una usada para la columna del piso inferior, una para la zona de panel, y una para la columna del piso superior. Dos placas de diafragmas son insertadas entre las tres piezas y soldadas en todo su alrededor. La Figura 2.10 muestra esta conexión y la "Conexión de diafragma interior", otra conexión típica usada en Japón.

(b) Daños en los elementos estructurales en Edificios de Acero.

- *Columnas.* La mayoría del daño a las columnas ocurrió cerca de las conexiones con las vigas. Los daños incluyeron plastificación, excesiva distorsión y
-

pandeo torsional lateral cerca del final de las columnas. La Figura 2.11(a) muestra la fractura ocurrida en el metal base de una columna, mientras en la Figura 2.11(b) se observa el daño a la conexión entre una columna y una diagonal.

- *Diagonales.* El daño a las diagonales fue más severo cuando se usaron secciones transversales pequeñas (varillas, ángulos). El daño se concentró en las uniones con vigas y columnas. En la Figura 2.12(a) se muestra un ejemplo de daño en la conexión de la diagonal, en la cual los pernos están fracturados. Otro ejemplo, en el cual una viga conectada a un par de diagonales presenta una fisura significativa en la placa del alma y una distorsión fuera del plano, se muestra en la Figura 2.12(b).
 - *Bases de las Columnas.* La mayoría del daño en las bases de las columnas fue observado en las conexiones estándar de la placa base. En los pernos de anclaje se concentró el daño en la conexión. En la Figura 2.13 se muestran las conexiones típicas
-

usadas en Japón para las bases de las columnas en la cimentación.

- *Conexiones Viga-Columna.* Las fracturas en las conexiones viga-columna se dividen en dos tipos. El primer tipo de fractura, que se muestra en las Figura 2.14, ocurrió en las conexiones donde las columnas, vigas y paneles de conexión estaban unidos con soldadura de filete de poco espesor.

El segundo tipo de fracturas se observó en las conexiones con soldadura de ranura de penetración completa, en los depósitos de soldadura, zonas de fusión, el metal base (iniciado al pie del agujero de acceso de la soldadura), y placas de diafragma.

(c) *Cambios después del sismo de Kobe.* Se suscitaron cambios en los códigos de la práctica de diseño y fabricación de edificios con estructuras de acero. Una especificación de fabricación de acero llamada "JASS-6", fue publicada por la AIJ en 1996. Esta contenía nuevas recomendaciones con respecto a las

formas y medidas de los agujeros de acceso a la soldadura. De acuerdo a esta especificación no se requiere retirar las barras de apoyo de la soldadura.

El código de construcción japonés luego del sismo de Kobe introdujo los siguientes puntos importantes dentro del diseño y construcción con estructuras de acero: (1) introducción de nuevos metales que mejoren la ductilidad de la estructura, (2) nuevos procedimientos de diseño para secciones tubulares dobladas en frío, (3) descripción de las propiedades requeridas para los materiales, y (4) procedimientos detallados de diseño para la bases de las columnas.

El uso de materiales con grandes ductilidades puede ser una solución para el mejor desempeño sísmico de los edificios de acero. Japón desarrolló un nuevo tipo de acero con un buen margen entre los esfuerzos de fluencia y último, y mayor resistencia a la fractura.

Con respecto a la soldadura, el código japonés recomienda el uso de electrodos con mayor resistencia,

disminuir el rango de depósitos de la soldadura y mayor control de temperatura en la ejecución.

Los principales cambios en los detalles de las conexiones se dieron en la forma y tamaño del agujero de acceso a la soldadura. La Figura 2.15 muestra los diferentes detalles de agujeros propuestos. En Japón, se piensa que el detalle de conexión sin agujeros de acceso puede asegurar el mayor desempeño de la ductilidad en la conexión, como se observa en la Figura 2.15(c)

2.3.3. Ciudad de México, 1985 (FEMA 355E).

Osteraas y Krawinkler notaron que el sismo de 1985 fue probablemente el primer evento en el cual un número significativo de edificios, incluyendo los modernos, fueron sujetos a una prueba severa. En la Tabla 2.3 Osteraas y Krawinkler muestran el desempeño de los modernos sistemas estructurales de Ciudad de México.

En la revisión de los edificios afectados se atribuyó el motivo de los daños, en su mayoría, a la pobre calidad de

construcción de los edificios. Por ejemplo, en el edificio 77 Amsterdam Street, una estructura de 11 pisos, las conexiones viga-columna consistían en una placa de cobertura con soldadura de filete al ala de la viga y soldadura de penetración completa en el ala de la columna cajón. Las fallas ocurrieron en la soldadura vertical de filete en la conexión. La soldadura de penetración completa no falló. Osteraas y Krawinkler calcularon que las conexiones fueron apenas capaces de resistir las cargas gravitacionales considerando los tipos y excentricidad de las soldaduras.

Otra estructura estudiada fue el Complejo Pino Suárez. El grupo de cinco edificios sufrió los daños más severos en el sismo. Un edificio de 21 pisos colapsó sobre otro de 14 pisos, como se observa en la Figura 2.16, y otro de 21 pisos tuvo severos daños estructurales y el restante estuvo cerca del colapso. Los edificios Pino Suárez usaron columnas cajón a partir de 4 placas soldadas, las cuales, después del sismo se encontraban fracturadas, y fueron probablemente la razón del colapso del edificio de

21 pisos. La columna dañada se muestra en la Figura 2.17.

La Torre Latino Americana, una estructura de 44 pisos, no presento daño estructural según Osteraas y Krawinkler *"no es una sorpresa, considerando que el edificio estaba bien diseñado para una estructura de periodo largo"*. Las conexiones de la Torre fueron hechas con alas T todas remachadas como se muestra en la Figura 2.18.

2.3.4. Posibles deficiencias en los edificios metálicos de la ciudad de Guayaquil.

Las lecciones aprendidas de los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995) demostraron que los edificios de acero, diseñados y construidos inapropiadamente, pueden experimentar fallas frágiles en las conexiones a momento viga – columna y poseer poca resistencia sísmica. De acuerdo a FEMA 355E, varios miles de edificios, similares a algunos de los que están siendo construidos en Guayaquil, fueron dañados severamente

(algunos colapsaron) durante el Terremoto de Kobe de 1995.

Del análisis exhaustivo de los edificios muestreados, desde interiores y exteriores, así como también de la serie de entrevistas realizadas a ingenieros se concluye que para la construcción de *algunos de los edificios de acero de pocos pisos* en nuestra ciudad, se ha utilizado criterios de diseño y detalles constructivos obsoletos, los cuales están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismos (Cassagne 2008). Debido a esto, el comportamiento de dichas estructuras podría resultar inadecuado ante la ocurrencia de sismos moderados o severos.

El desempeño sísmico inadecuado de estas estructuras probablemente ocasionaría daños severos o inclusive colapsos acompañados con pérdidas económicas y de vidas humanas. Entre las posibles causas para un desempeño sísmico inadecuado podrían ser las siguientes:

a) *Diseño de los PEARM.* Como se mencionó anteriormente, en el caso de una estructura muestreada se detectó que había sido diseñada solamente para resistir cargas gravitacionales. Esto indicaría de que existe la posibilidad de que ciertos de los edificios de pocos pisos de esta ciudad no han sido diseñados para resistir cargas sísmicas. Esto en parte se debe a que existe construcción informal (no diseñados por un ingeniero estructural ni construido por un ingeniero) en el medio. Por otro lado, para el caso en que si se han considerado cargas sísmicas, algunos edificios tienen características estructurales inadecuadas tales, como por ejemplo irregularidades en planta, en elevación (ver Figura 2.19) y de masa. Para otros que han sido construidos en el centro y en el suburbio de la ciudad, se debe añadir que pueden experimentar “golpeteo” con edificios adyacentes, porque no se ha dejado una distancia mínima entre ellos.

b) *Calidad de mano de obra e inspección.* Tal como ocurrió en el Terremoto de Northridge de 1994, una de las causas de las fracturas frágiles en las conexiones

viga-columna fue el resultado de mano de obra deficiente y de inspección inadecuada (Bruneau et al. 1998). A partir de las diferentes visitas a los edificios muestreados, se ha podido detectar que en ciertos casos la soldadura es inadecuada, insuficiente y realizada por soldadores no calificados y sin procedimientos de inspección adecuados.

A partir de las lecciones aprendidas en los terremotos de Northridge y Kobe, de los resultados de los edificios muestreados y de la serie de entrevistas realizadas se puede inferir que para el caso de las construcciones informales, y posiblemente en el caso de ciertas construcciones formales, de la ciudad existe una alta probabilidad de fractura frágil en especial en la zona de las conexiones viga-columna.

c) *Conexiones*. En las uniones viga-columna se han encontrado deficiencias constructivas y de diseño que probablemente provocarían desempeño inadecuado ante la presencia de sismos moderados o severos.

Como primer ejemplo se puede citar el uso de soldaduras de filete (SF) en las conexiones en lugar de soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC), como se observa en la Figura 2.20. Se ha comprobado que la soldadura de filete no tiene un comportamiento adecuado ante sismos moderados o severos (FEMA 355E). Adicionalmente, se encuentra que en unos casos la barra de respaldo no es retirada, como se observa nuevamente en la Figura 2.20 lo cual, como se vio en Northridge 1994, conllevó al desarrollo del mecanismo de fractura. Por otro lado, en varias construcciones informales, se ha podido también comprobar que en las uniones viga-columna, se interrumpe la columna para dar paso a la viga, como se observó en la Figura 2.3.

Como cuarto ejemplo se puede citar que algunas de las conexiones no cumplen con el criterio de columna fuerte-viga débil. Finalmente, en algunos casos se ha podido comprobar que los empalmes de las columnas se realizan en sitios de mayor demanda sísmica, esto es, en la unión, sitios que están prohibidos por las nuevas recomendaciones sísmicas.

d) *Sistema de losa.* Tanto las losas nervadas de hormigón como las losas steelpanel se encuentran unidas a las vigas por medio de conectores de corte. Se ha demostrado que la resistencia de la losa (et al FEMA 350) aumenta la resistencia de las vigas por efectos de sección compuesta, por lo que se recomienda que los conectores de corte deben estar fuera de las zonas protegidas de las vigas, donde se espera se formen articulaciones plásticas. En esta ciudad, muy difícilmente se sigue esta recomendación.

e) *Perfiles utilizados.* Como ya se expuso en la sección 2.2.2, en los miembros estructurales se utilizan básicamente perfiles doblados en frío. Por pruebas efectuadas (et al FEMA 350), se ha demostrado que por el proceso de fabricación de dichos perfiles, estos pierden su capacidad dúctil, por lo tanto, los miembros y la estructura en general pierden ductilidad, lo que genera una gran desventaja ante la presencia de sismos moderados y severos, porque justamente en dichos eventos se requiere que la estructura posea ductilidad.

(f) *Otros*. Los criterios sísmicos utilizados en algunos de los edificios muestreados no incorporan las lecciones aprendidas en los Terremotos de Northridge en 1994, Kobe en 1995 y Ciudad de México 1985, lecciones que en cierta forma ya han sido incluidas en las *"Recomendaciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural"* (ANSI/AISC 341-05). Algunos de los criterios están relacionados a relaciones ancho-espesor de los perfiles, tenacidad de los electrodos, detallamiento de conexiones incluyendo los empalmes entre columnas y la unión de la columnas con las placas base a nivel de cimentación.

2.4. Conexiones Precalificadas.

El terremoto de Northridge demostró que las conexiones utilizadas hasta ese entonces eran inadecuadas para las demandas sísmicas. Después de este descubrimiento, se empezó a adoptar cambios en los códigos de construcción, eliminando las conexiones pre - Northridge y requiriendo que las conexiones a utilizar en los pórticos de acero resistentes a

momento fueran calificadas a través de un programa que ensayara conexiones prototipos. “*The Interim Guidelines for Inspection, Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Moment-Resisting Steel Frames*” (FEMA – 237) creó recomendaciones para permitir el uso de conexiones que hayan demostrado ser apropiadas. Estas recomendaciones fueron adoptadas con pequeñas modificaciones por FEMA 302, *The Seismic Provisions 1997* y *The Uniform Building Code 1997*, los cuales requerían que las conexiones para cualquier tipo de pórticos de acero resistentes a momento sean calificadas.

Bajo este criterio, FEMA investigó y calificó un grupo de conexiones llamadas Conexiones Precalificadas, las cuales pueden ser diseñadas y construidas sin verificación teórica y analítica. FEMA 350 ha precalificado 9 conexiones (soldadas y empernadas) y proporciona especificaciones, procedimientos de diseño y limitaciones para cada conexión, algunas de las cuales también constan en los códigos actualizados pertinentes tal como es el caso de la publicación “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” (ANSI/AISC 358-05).

Según FEMA-350, los siguientes criterios fueron aplicados para definir una conexión como precalificada:

1. Exista suficiente información experimental y analítica acerca del desempeño de la conexión para establecer el probable mecanismo de fluencia y modos de falla.
2. Se han desarrollado modelos racionales para estimar la resistencia asociada a cada mecanismo y modo de falla.
3. Dadas las propiedades de los materiales y la geometría de la conexión, se puede utilizar un procedimiento racional con el fin de estimar cual modo y mecanismo de falla controla el comportamiento y capacidad de deformación (deriva rotacional de entrepiso).
4. Dados los modelos y procedimientos de prueba, la base de datos existente es adecuada para permitir la valoración de la fiabilidad estadística de la conexión.

En general, cuando una conexión es calificada para sistemas de Pórticos Especiales a Momento (PEM), lo es

también para Pórticos Ordinarios a Momento (POM); siempre y cuando los sistemas PEM presenten restricciones en tamaño, luces y otros parámetros de uso

Las Conexiones Precalificadas también son recomendadas, sin análisis exhaustivos, en estructuras con sistemas duales, como lo define FEMA - 302, en la medida que el arrostramiento de la conexión no inhiba o altere el mecanismo de fluencia de su configuración.

2.4.1. Conexiones Soldadas.

FEMA - 350 aborda procedimientos de diseño para diferentes tipos de conexiones soldadas completamente restringidas para PEARM; a aplicarse en nuevas construcciones. La Tabla 2.4 muestra las diferentes conexiones soldadas completamente restringidas para PEARM.

Es importante destacar que en la ANSI/AISC 358-05, que trata específicamente las conexiones precalificadas para pórticos especiales de acero resistentes a

momento, incluye las conexiones WUF-W (welded unreinforced flange welded web – alas no reforzadas soldadas y alma soldada, ANRS-AS) en un Borrador para Revisión Pública, de Mayo de 2008. Por otro lado, las conexiones WUF-B (welded unreinforced flange bolted web – alas soldadas no reforzadas y alma empernada), FF (free flange - ala libre) y la WFP (welded flange plate - placa soldada al ala) de la Tabla 2.4, no se las encuentra en ANSI/AISC 358-05 ni en el Borrador para Revisión Pública, porque al momento de sus publicaciones estas conexiones soldadas se encontraban en proceso de revisión.

Ahora bien, las conexiones ANRS-AS se tratarán en la sección 2.4.3 de manera específica, puesto que es el tipo de conexión a utilizarse en este estudio. A continuación se da una breve reseña de las otras conexiones:

(a) *Conexión WUF-B.* Esta conexión es únicamente precalificada para POM en uniones completamente restringidas. En la unión de las alas de las vigas con las

alas de la columna, se aplica soldadura de ranura de penetración completa, respetando los criterios de FEMA-353 (*Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment Frame Construction for Seismic Applications*); y placa de corte, empernada, con pernos de alta resistencia, al alma de la viga, y soldada al ala de la columna. La Figura 2.21 proporciona una información mas detallada de lo expuesto. Ver sección 3.5.1 de FEMA-350 para información específica.

(b) *Conexión FF*. Precalificada tanto para POM como para PEM. Este tipo de conexión utiliza soldadura de ranura de penetración completa, respetando los criterios FEMA-353, para unir directamente las alas de las vigas con las alas de la columna. El alma de la viga es removida en un corte simple en el área adyacente al ala de la columna, y es reemplazado con una placa de corte pesada de forma trapezoidal. La placa de corte es soldada con soldadura de ranura de penetración completa al ala de la columna y soldada en todos los lados con soldadura de filete al alma de la viga. La

Figura 2.22 proporciona una mejor y mayor explicación de esta conexión. Ver sección 3.5.3 de FEMA-350 para información específica.

(c) Conexión RBS (Viga de sección reducida). Precalificada tanto para POM como para PEM. Esta conexión utiliza cortes de radio circular tanto en el ala superior como inferior de las vigas, para reducir el área de las mismas en las longitudes cercanas al final del claro de la viga (donde se formarán las posibles rótulas plásticas). La soldadura de las alas de la viga con las alas de la columna es de ranura de penetración completa, respetando los requerimientos de FEMA-353. Las uniones del alma de la viga, para este tipo de conexión, pueden ser con soldadura de ranura de penetración completa, o placas de corte soldadas o empernadas. FEMA 350 afirma que cuando se utiliza una conexión con viga de sección reducida, los cálculos de derivas de entrepiso elásticas deben considerar los efectos de la reducción de las alas. En lugar de realizar cálculos específicos, se puede considerar un incremento de la deriva del orden del 9% para reducciones de un 50% del

ancho del ala de la viga. Para reducciones de alas de viga menores del 50% se puede determinar el incremento de la deriva mediante una interpolación lineal. La Figura 2.23 muestra de forma general la conexión. Si se requiere detalles minuciosos ver sección 3.5.5 de FEMA-350, capítulo 5 de ANSI/AISC 358-05 y De la Fuente (2007).

2.4.2. Conexiones Empernadas.

ANSI/AISC 358-05 define las conexiones empernadas completamente restringidas como aquellas que se construyen soldando la viga a una placa de unión, y ésta empernándola al ala de la columna. La Figura 2.24 muestra las tres configuraciones precalificadas por la ANSI/AISC 358-05.

El comportamiento de la conexión empernada completamente restringida, puede ser controlado por una cantidad considerable de diferentes estados límites, los cuales se identifican como la fluencia a momento en las vigas, fluencia a momento en las placas de unión,

fluencia de la zona de panel de la columna, falla a tensión o falla a corte de los pernos de las placas, o falla de las diferentes soldaduras aplicadas.

Es de suma importancia recalcar, que el código pretende por medio de este criterio de diseño, asegurar que exista una suficiente resistencia en los elementos de la conexión, con el fin de que la deformación inelástica de la misma sea absorbida por la plastificación de la viga.

La Tabla 2.5 muestra cuatro tipos de conexiones empernadas; donde las dos primeras son consideradas en ANSI/AISC 358-05 y en FEMA-350, y pueden apreciarse en las Figuras 2.25 y 2.26, mientras las dos restantes sólo son consideradas por FEMA 350.

2.4.3. Conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS).

La sección 3.5.2 de FEMA-350 y capítulo 8 del Borrador Público para Revisión (mayo 2008) de ANSI/AISC 385-05, ofrece pautas para diseñar las conexiones completamente restringidas ANRS-AS. Esta conexión es precalificada tanto para POM como para PEM, siguiendo los parámetros incluidos en la Tabla 2.6, cuya aplicación se puede observar en el capítulo 4.

Las conexiones de este tipo, utilizan soldadura de ranura de penetración completa, siguiendo los requerimientos de FEMA-353, para unir las alas de las vigas directamente a las alas de las columnas, y para unir el alma de la viga al ala de la columna. En este tipo de conexión no se aplica ningún tipo de refuerzo, exceptuando una soldadura de filete aplicado a la soldadura de ranura de penetración completa. La importancia del diseño adecuado de los agujeros de acceso de soldadura para este tipo de conexión será tratado en lo posterior. Las Figuras 2.27 y 2.28 son una

muestra típica de este tipo de conexión y de los agujeros de acceso de soldadura.

Es importante recalcar que el desarrollo de las conexiones ANRS-AS, para uso en PEM, ha requerido de investigación significativa, resultando en mayores modificaciones a la usada comúnmente antes del sismo de Northridge 1994. Las revisiones fueron especialmente marcadas en cuanto a limitaciones de tamaños de la vigas; metal de relleno con una tenacidad apropiada, remoción de las barras de respaldo; esmerilado con el fin de limpiar la superficie de escorias o porosidad y adición de un refuerzo de soldadura de filete; diseño y acabado de los agujeros de acceso de la soldadura; mejoras en el control de calidad del proceso de soldado y en los métodos y requerimientos de calidad; y finalmente, en el uso de una unión de alma completamente soldada.

Las investigaciones indican que este tipo de conexión puede tener desempeño sísmico apropiado si son cumplidos todos los procedimientos mencionados. Es importante mencionar que aunque esta conexión pueda

parecer económica, comparada a otras conexiones precalificadas, el diseñador debe notar cuidadosamente la importancia de sus componentes y los detalles que mejoran su desempeño; para que de esta forma se pueda considerar los efectos de dichos componentes en el costo de la conexión, antes de seleccionarla. Paralelamente, se debe recalcar en el hecho de que se debe seguir un riguroso control de calidad durante el montaje y soldado de los miembros, con el fin de conseguir el desempeño exitoso deseado. Además, las limitaciones de los tamaños de las vigas, puede convertir a este tipo de conexión no aplicable en algunos edificios.

2.5. Estudios Experimentales y Analíticos

Según indica FEMA-355D, el beneficio de combinar soldadura de alto desempeño, barras de respaldo retiradas y detalles de agujeros de acceso de soldadura mejorado, no sería suficiente sin otras mejoras para asegurar el comportamiento dúctil de los miembros estructurales utilizados en los nuevos edificios con pórticos de acero. Adicional a esto, análisis no lineales, Ricles et al., 2000) mostraron que los accesorios del alma, mas rígidos

y resistentes, reducían las demandas inelásticas en las áreas críticas de la conexión. Como resultado de aquello, el efecto de la conexión del alma fue examinado como un factor determinante para conseguir un desempeño adecuado de la conexión.

Análisis inelásticos del comportamiento de la conexión (El Tawil y Kunnath, 1998; Ricles et al., 2000) muestran que los accesorios en el alma, tales como placas de refuerzo, a menudo proporcionan muy poca transferencia de fuerza cortante hasta cuando ocurren deformaciones inelásticas importantes. Esta transferencia de fuerza cortante depende no solo del tamaño de los miembros, sino también de la rigidez y resistencia del alma de la conexión. Cuando la conexión del alma no transfiere su contribución total de la fuerza cortante de la viga, los análisis concluyen que se desarrollan mayores esfuerzos y deformaciones unitarias en las alas de la viga, entre los agujeros de acceso de soldadura y la cara de la columna. Como resultado, la soldadura del alma de la viga fue examinada experimentalmente (Ricles et al., 2000) como una forma de mejorar el desempeño sísmico de la conexión de alas soldadas en pórticos de acero resistentes a momento.

Entonces, fueron examinados tres niveles de soldadura, con un mínimo de pernos utilizados en el alma para simular un montaje temporal de la conexión. Las soldaduras de las alas fueron tratadas como se ilustra en la Figura 2.30, y la geometría y acabado de los agujeros de acceso fueron tratados como se muestra en la Figura 2.31. El primer nivel de soldadura, y mas económico, consideró únicamente la soldadura de filete en el extremo de la placa de cortante como ilustra la Figura 2.32. El segundo nivel de soldadura del alma, también ilustrada en la Figura 2.32, consistió en soldadura de ranura de penetración completa. Finalmente, un tercer nivel de soldadura consistió en la suma de los dos niveles anteriores. La soldadura del alma tuvo una influencia considerable en el comportamiento de la conexión como se explicará en lo posterior.

Los tres niveles de soldadura fueron examinados en especímenes etiquetados como LU-T1, LU-T2 y LU-T3. Estos especímenes están basados en las pruebas Michigan (Lee et al, 2000), pero con mejoras en acabados de los agujeros de acceso de soldadura como se ilustran en la Figura 2.31. El espécimen LU-T1 sólo poseía dos pernos, los cuales simulaban la conexión temporal que sería necesaria para sostener la viga

durante el montaje y soldado, pero el alma fue anclada con una soldadura de filete entre el extremo de la placa de cortante y el alma de la viga (primer nivel de soldadura) como se muestra en la Figura 2.32. La rotación plástica, θ_p , alcanzada con este espécimen es muy parecida con aquella alcanzada con almas empernadas, pero una inspección de la curva momento rotación demuestra que el alma empernada tiene mejor comportamiento porque alcanzó en ambos ciclos un θ_p de 0.018 radianes y se fracturó en el ciclo inicial de 0.025 radianes, mientras el espécimen LU-T1 fue incapaz de completar el segundo ciclo de 0.019 radianes. Esta comparación indica que las conexiones de alma soldadas con soldadura de filete son iguales o ligeramente inferiores a las conexiones de alas soldadas y almas empernadas.

El alma del espécimen LU-T2 fue anclado con soldadura de ranura de penetración completa entre el alma de la viga y la cara de la columna (segundo nivel de soldadura), y alcanzó un θ_p de 0.025 radianes en ambos ciclos, y la fractura inicial ocurrió a 0.035 radianes. La comparación de LU-T1 y LU-T2 muestra que la soldadura de ranura de penetración completa, en el alma de la viga, resulta en una mejora significativa en la

capacidad rotacional que aquella alcanzada con soldadura de filete.

Finalmente, LU-T3 fue soldada con los dos niveles de soldadura descritos anteriormente (LU-T1 y LU-T2), y efectuó un ciclo completo de 0.035 rad de rotación. Es importante recalcar, que el espécimen se lo elaboró con viga W36, y que el hecho de haber alcanzado una excelente capacidad rotacional en estas pruebas, nos demuestra que conexiones con almas completamente soldadas, soldadura tenaz a la presencia de muescas en las alas, barras de respaldo detallada (Figura 2.30) y acabado de los agujeros de acceso de soldadura (Figura 2.31), pueden alcanzar una ductilidad adecuada para un amplio rango de miembros y aplicaciones sísmicas. La Figura 2.33 ilustra el comportamiento dúctil del espécimen LU-T3. Como consecuencia del buen desempeño del LU-T3, el uso de soldadura dual fue utilizado en especímenes representativos de una conexión con los efectos que la placa de continuidad y las dimensiones de la columna podrían tener en el desempeño de las mismas. Estos especímenes también alcanzaron una ductilidad buena con modos de falla similares. Una mayor

información se puede obtener de la Tabla 3.4 de FEMA-355D y del capítulo 4 de la misma publicación.

El mecanismo de fluencia de las conexiones con almas completamente soldadas y las ecuaciones de fluencia por cortante y flexión se muestran en la Tabla 2.7; mientras, los modos de falla se muestran en la Tabla 2.8

Los experimentos mostraron otras consecuencias de los accesorios del alma rígidos y resistentes. El primero, es que se demostró que las vigas desarrollaron un mayor endurecimiento por deformación, ocasionando que los momentos máximos, de las conexiones con este tipo de accesorios fácilmente superaran el momento plástico, M_p . Además, se demostró que los momentos máximos de la viga en la cara de la columna fueran un 26 a 42% más grandes que la capacidad plástica de la viga, M_p . Donde M_p se considera el esfuerzo de fluencia real para el acero de la viga. Las vigas también desarrollaron momentos en la cara de las columnas, entre un 10 a 20% más grandes que:

$$M_{p-falla} = Z_b \frac{F_{yb} + F_{tb}}{2} \quad \text{ec. 2.1}$$

donde F_{tb} es el esfuerzo probable a tensión del acero de la viga, F_{yb} es el esfuerzo nominal a tensión del acero de la viga y Z_b es el módulo de sección plástica de la viga. Investigación previa (Coons, 1999) también ha demostrado que momentos que excedían el valor determinado por la Ecuación 2.1 serían alcanzados plenamente por conexiones dúctiles, y que este valor de $M_{p-falla}$ puede ser considerado como el valor mínimo aproximado alcanzado por un miembro o conexión dúctil. Además, un gran endurecimiento por deformación significó que los momentos flectores grandes serían transferidos a las columnas. Es acostumbrado el diseñar pórticos de acero como un sistema estructural de columna fuerte – viga débil de AISC-2005. La conexión de alas y almas soldadas causan un aumento del momento flector en las columnas porque el momento flector de fluencia de la viga es incrementado significativamente por el endurecimiento por deformación. Esto último sumado a los grandes momentos en las vigas produce un incremento en las deformaciones de la zona de panel.

Los modos de falla observados en las conexiones de almas soldadas también proporcionan información significativa del comportamiento de la conexión. El espécimen LU-T1 desarrolló

una modesta capacidad rotacional plástica, un muy limitado endurecimiento por deformación y una pequeña plastificación de la zona de panel. Esta conexión desarrolló agrietamiento inicial, que generalmente inició en la región del ala de la viga. LU-T3 desarrolló una mayor rotación plástica, mayor endurecimiento por deformación, y plastificación de la zona de panel significativa. La fractura inicial desarrollada en este espécimen es fuertemente influenciada, aparentemente, por las deformaciones de la zona de panel.

El tema de la rotación en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas, θ_g , también parece estar fuertemente influenciado por conexiones con alma más resistentes y rígidas. Por limitaciones del equipo de prueba, los investigadores no han podido ejecutar experimentos con grandes cantidades de deformación para determinar más acuciosamente esta rotación. Las conexiones con alma más resistentes y rígidas resultan en conexiones de comportamiento rígido, por lo que el agrietamiento y la fractura del ala de la viga junto con el agrietamiento y fractura del alma de la conexión, van acompañados entre sí. Por lo tanto θ_g será ligeramente mayor a θ_p para estas conexiones.

Entonces, los investigadores han demostrado que la adición de una conexión con alma más rígida y resistente resulta en un desempeño adecuado de la conexión. Por lo tanto, conexiones con:

- Electrodo tenaces a la presencia de muesca para la soldadura de alas.
 - Barras de respaldo inferiores removidas, limpieza de escorias y remanente de soldadura; y refuerzo con soldadura de tenacidad a muesca como se ilustra en la Figura 2.30.
 - Barras de respaldo superiores reforzadas con soldadura de filete tenaces a la presencia de muesca, como indica la Figura 2.30.
 - La geometría y acabados de los agujeros de acceso mejorado como en la Figura 2.31.
 - Soldadura de ranura de penetración completa entre el alma de la viga y la columna, y soldadura de filete adicionales entre el alma de la viga y la placa de montaje como lo ilustra la Figura 2.30
-

Resultará en un incremento de la ductilidad de la conexión. Es importante resaltar, que la información de prueba para tales conexiones fue basada en vigas W36. Un análisis estadístico de las pruebas completadas desde el sismo de Northridge, donde se cumplen las condiciones anteriores, muestran que:

$$\theta_{p, \text{promedio}} = 0.041$$

con una desviación estándar

$$\sigma_p = 0.03$$

Un decremento en el peralte de la viga, resultará en el incremento de la capacidad rotacional, por lo tanto estos límites son aplicables para aquellas conexiones con peraltes de viga menores a W36.

La máxima rotación en la cual las cargas gravitacionales ya no pueden ser soportadas, θ_g , no puede ser determinado directamente de estos experimentos, porque como ya se explicó, los especímenes no fueron sometidos a grandes deformaciones. Como se observó que θ_g siempre va a ser más grande que θ_p ,

un valor de 0.01 radianes más grande que θ_p sería conservador, entonces:

$$\theta_{g, \text{promedio}} = 0.054$$

Y una desviación estándar

$$\sigma_g = 0.002$$

2.6. Ventajas y Desventajas de la Conexión ANRS-AS.

El uso de una conexión ANRS - AS puede traer muchas ventajas. Una de las más obvias es el hecho de que se pueden diseñar y construir sin verificación teórica o analítica, ya que han sido precalificadas por los códigos pertinentes; y por lo tanto, se obtienen estructuras seguras ante eventos sísmicos. Este tipo de conexiones, como lo son las precalificadas, vienen acompañadas de procedimientos y limitaciones, las mismas que están detalladas en FEMA 350 y en ANSI/AISC 358 - 05.

Otra ventaja es que las nuevas filosofías de diseño intentan incrementar la ductilidad y la capacidad de disipar energía de

los pórticos, diseñándolos para que desarrollen un mecanismo global de colapso, como el de columna fuerte – viga débil, para lo cual es beneficioso que se desarrolle una articulación plástica en la viga. La conexión ANRS-AS tiene adecuada resistencia, ductilidad y gran capacidad de disipación de energía.

Además, los procedimientos detallados en FEMA-350 y en el Borrador para Revisión Pública (Mayo 2008) de ANSI/AISC 358-05, facilitan el diseño puesto que detallan los procedimientos de diseño y limitaciones. Finalmente, su ejecución es económica en comparación con otras conexiones precalificadas.

Acercas de las desventajas, se pueden citar las limitaciones que se ponen en los códigos para este tipo de conexión. Por ejemplo el peralte, espesor, peso y el tipo de acero a utilizar en las vigas; las limitaciones de este tipo se pueden observar en la Tabla 2.6. Además, de que se requiere un riguroso control de calidad durante el montaje y soldado de los miembros con el fin de conseguir un desempeño sísmico adecuado.

2.7. Resumen.

Este capítulo presentó una revisión breve de las prácticas constructivas y de diseño en Guayaquil en edificios con Pórticos Especiales de Acero Resistente a Momento (PEARM), y un vistazo histórico a lo ocurrido en este tipo de estructuras en sismos ocurridos en otros países. Como se pudo conocer, los edificios de Guayaquil presentan deficiencias de diseño y de construcción en sus elementos y en las conexiones de los mismos, presentando fallas en el tipo y acabados de la soldadura, geometría de los miembros y en general, en configuración estructural; las mismas, que ocasionaron serios problemas en los sismos mencionados.

En la segunda parte, se trató el tema de los diferentes tipos de conexiones, donde se trató con mayor amplitud la conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS), puesto que es la conexión que se utilizará para el diseño de el edificio modelo de esta investigación.

Finalmente, se justificó el uso de la conexión ANRS-AS, por medio de la explicación de los diferentes estudios analíticos y experimentales que se efectuaron para poder crear esta conexión adecuada para zonas de alto riesgo sísmico.

Tabla 2.1 Secciones Transversales usadas en los edificios de acero dañados en la ciudad de Kobe; (a) columnas, (b) vigas, (c) Diagonales.
(Tomado de Cassagne, 2008)

(a)			(b)			(c)		
Columna	Sección Transversal	Total	Empalme de viga	Tipo de conexión	Total	Diagonales	Sección Transversal	Total
	□ (Doblado en frío)	235 (212)		Soldadura	12		Varilla	77
	○	8		Perno	397		Ángulo	44
	H	409		Desconocido	457		Placa horizontal	44
	▭ Formada	70			○		42	
	Desconocido	288			H		8	
					□		6	
				Canal	4			
				Desconocido	227			

Tabla 2.2 Tipos de conexiones usadas en los edificios dañados en la ciudad de Kobe: (a) Columnas, (b) vigas, (c) conexión viga-columna y (d) base de columna. (Tomado de Cassagne, 2008)

(a)			(b)			(c)		
Columnas	Tipo de conexión	Total	Vigas	Tipo de conexión	Total	Conexión viga-columna	Tipo de conexión	Total
	Soldadura	186		Soldadura	43		Soldadura de campo	40
	Perno	19		Perno	135		Soldadura de taller	271
	Desconocido	514		Desconocido	283		Diafragma a través de la columna	144
				Diafragma exterior	6			
				Diafragma interior	8			
				Placa-varilla	161			
				Desconocido	516			

(d)		
Base de columna	Tipo de conexión	Total
	Estándar	270
	Concreto	70
	Embebido	86
	Desconocido	569

Tabla 2.3 Rendimiento de Sistemas Modernos Estructurales de Acero, en el sismo de la Ciudad de México. (Tomado de FEMA-355E)

Sistema estructural	Rendimiento estructural general	Comentario
Pórticos resistentes a momento	41 inspeccionados, todos menores de 12 pisos: 1 con daño severo. 1 con daño reparable. 3 con daño menor.	Los pórticos resistentes a momentos tienen columnas cajón, vigas con perfiles doblados W18 o vigas apuntaladas. Daño concentrado en la conexión viga-columna y en el apuntalamiento de las vigas.
Pórticos resistentes a momentos con espaciamentos reforzados	17 inspeccionados: 2 colapsos totales, 1 parcial y 4 con daño estructural	Casi todo el daño reportado fue en el Complejo Pino Suárez.
Pórticos de acero con muros de corte de concreto	21 inspeccionados: 1 con daño significativo 3 con daño menor	La mayoría del daño en el acero es en el apuntalamiento de las vigas

Tabla 2.4. Conexiones Precalificadas Soldadas Completamente Restringidas (Tomado de FEMA-350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings*)

Connection Type	Criteria Section	Frame Type
Welded Unreinforced Flanges – Bolted Web (WUF-B)	3.5.1	OMF
Welded Unreinforced Flanges – Welded Web (WUF-W)	3.5.2	OMF, SMF
Free Flange (FF)	3.5.3	OMF, SMF
Reduced Beam Section (RBS)	3.5.4	OMF, SMF
Welded Flange Plate (WFP)	3.5.5	OMF, SMF

Tabla 2.5. Conexiones Precalificadas Empernadas Completamente Restringidas (Tomado de FEMA-350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings*)

Connection Type	Criteria Section	Frame Type
Bolted Unstiffened End Plate (BUFP)	3.6.1	OMF, SMF
Bolted Stiffened End Plate (BSEP)	3.6.2	OMF, SMF
Bolted Flange Plate (BFP)	3.6.3	OMF, SMF
Double Split Tee (DST)*	3.7.1	OMF

*This type of connection may be partially or fully restrained depending on design.

Tabla 2.6. Información para precalificar la conexión ANRS-AS.
(Tomado de FEMA-350).

General:	
Sistemas aplicables	POM, PEM
Localización de Rótula Plástica (S_h)	$d_c/2 + d_b/2^*$
Parámetros Críticos de la viga:	
Peralte máximo	W36 y menores
Mínima Relación luz- peralte	POM: 5 PEM: 7
Espesor de ala	POM: $1\frac{1}{2}$ " o menos PEM: 1" o menos
Materiales permitidos	A572 Grado 50; A913 Grado 50/S75; A992
Parámetros Críticos de la Columna:	
Peralte	POM: sin límites PEM: W12 y W14
Materiales permitidos	A572 Grado 50; A913 Grado 50 y 65; A992
Relaciones Viga/Columna:	
Resistencia de Zona de Panel	PEM: Sección 3.3.3.2 (FEMA 350)
Resistencia al pandeo columna/viga	PEM: Sección 2.9.1 (FEMA 350)
Detalles de Conexión:	
Conexión del alma	Conexión especial. Ver Figura 2.30 solamente.
Espesor de placas de continuidad	Sección 3.3.3.1 (FEMA 350)
Soldadura de alas	Sección 3.3.2.5 (FEMA 350)
Parámetros del proceso de soldadura	Sección 3.3.2.4, 3.3.2.5, 3.3.2.6 (FEMA 350)
Agujeros de acceso de soldadura	Sección 3.3.2.7 (FEMA 350)

* = Estudios realizados por Mao (2000) ubican la rótula plástica a $d_c/2 + d_b/3$ medidos del eje central de la columna.

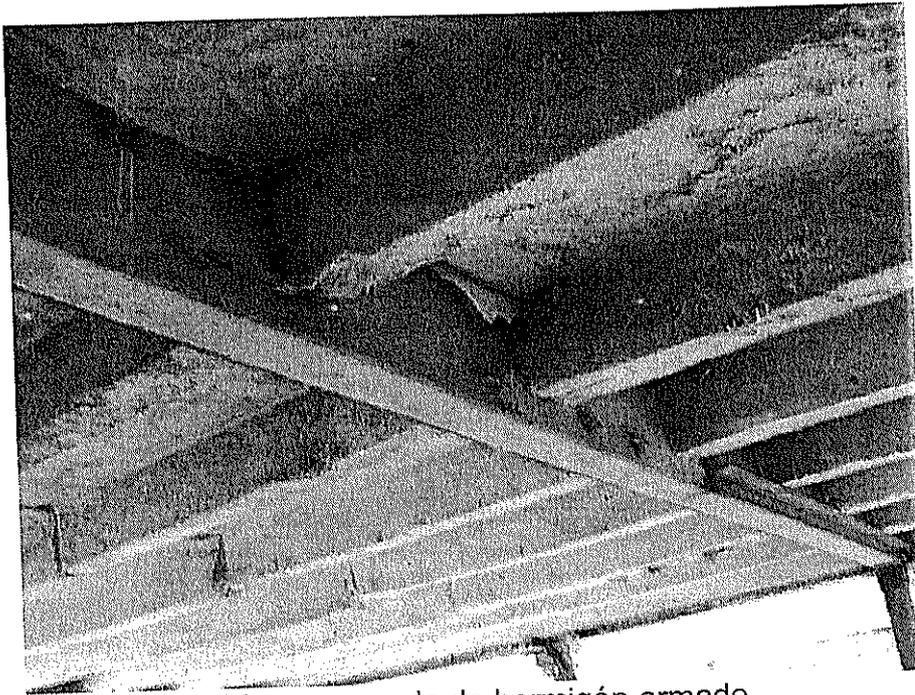
Tabla 2.7. Mecanismos de fluencia de la conexión no reforzada Post-Northridge (Tomado de FEMA-355D).

Mecanismo de Fluencia	Ecuación que define la resistencia a momento del mecanismo de fluencia en la cara de la columna
Fluencia por flexión de la viga	$M_{fluencia} = SF_{yb}$
Fluencia de la zona de panel	La fluencia ocurre cuando V_{pz} es igual a: $V_{fluencia} = 0.55 F_{yc} d_c t_w$
Condición de balance recomendada para capacidad rotacional plástica máxima.	$\frac{\sum M_{fluencia-viga}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \leq (0.9) 0.55 F_{yc} d_c t_w$ <p>pero preferentemente</p> $\frac{\sum M_{fluencia-viga}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) \leq (0.6) 0.55 F_{yc} d_c t_w$

Tabla 2.8 Modos de falla de la conexión Post-Northridge de alas no reforzadas soldadas y alma soldada, con mejoras en los detalles de los agujeros de acceso de soldadura (Tomado de FEMA-355D).

Modo de Falla	Ecuación que define la resistencia a momento del mecanismo de falla en la cara de la columna	Temas relacionados
Fractura de la soldadura del ala de la viga	Ciertos experimentos indican que este modo de falla es abolido para conexiones post-Northridge, si se utilizan electrodos con tenacidad a muesca y barras de respaldo detallado como se muestra en la Figura 2.30	
Fractura en el agujero de acceso de soldadura	Ciertos experimentos indican que este modo de falla es abolido para conexiones con detallamiento de barras de respaldo como se muestra en la Figura 2.30, combinado con agujeros de acceso mejorados tanto en su geometría y acabados, como se observa en la Figura 2.31	
Desgarramiento iniciado en la conexión soldada del alma	Este es el modo de falla más probable para este tipo de conexión. El desgarramiento en la conexión soldada del alma podría conllevar a fracturas en las alas de la viga.	Este modo de falla es probable que ocurra luego de grandes deformaciones plásticas y después de que se alcanza el momento plástico de falla por flexión.
Flexión plástica de la viga	$M_{y-falla} = Z_y \frac{F_{yb} + F_{yt}}{2}$	Esta capacidad a momento es probablemente excedido por esta conexión.
Pandeo del ala	para alas $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}}$	
Pandeo del alma	controla si: $\frac{d_b}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$	
Pandeo torsional lateral	$L_b < \frac{2500r_y}{F_y}$	L_b es la longitud libre definido por la AISC.
Placas de continuidad	Las placas de continuidad son requeridas si $t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}$ donde $P_{bf} = 1.8 t_b b_{tb} \frac{F_y + F_c}{2}$	NOTA: Esta ecuación era la disponible en el momento de publicación de FEMA-355D. Para una ecuación más actual, ver capítulo 3 de esta investigación.
Flexión de columna débil	$1.1 < \frac{\sum Z \left(\frac{F_c - P}{A} \right)}{\sum Z \left(\frac{F_c + P}{2} \right)}$	El proponer un límite para controlar las deformaciones plásticas de la columna refleja el hecho de que en esta conexión ocurre un significativo endurecimiento por deformación.

Nota. Todas las propiedades de los materiales necesarios en esta tabla son valores probables más no valores mínimos

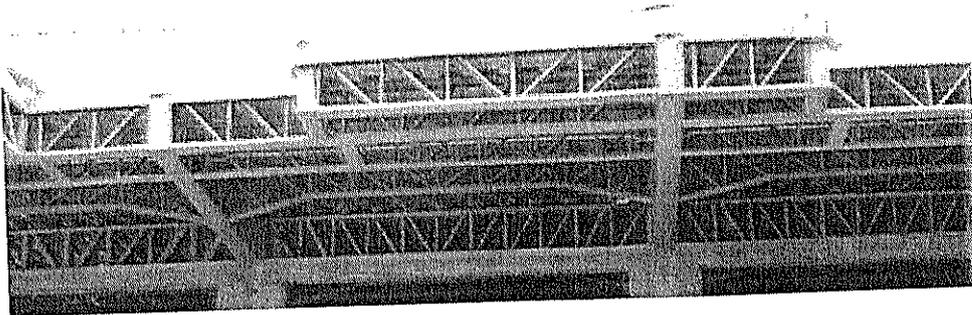


(a) Losa nervada de hormigón armado.

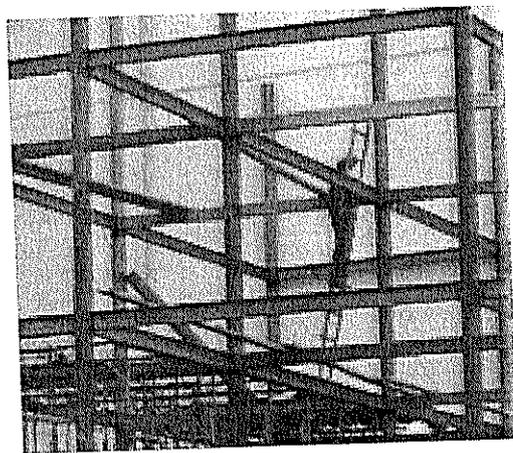


(b) Losa de lámina acanalada de acero (Steelpanel).

Figura 2.1. Sistemas de losas utilizados en edificios metálicos construidos en el centro de la ciudad de Guayaquil con PEARM (Tomado de Cassagne 2008).



(a) Edificio con vigas tipo armadura

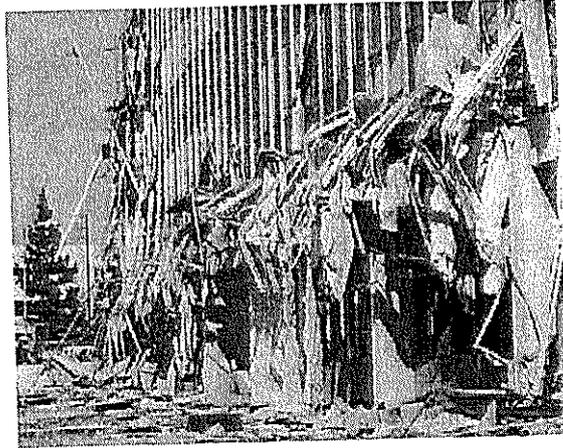


(b) Edificio con columnas tubulares formadas con canales doblados en frío

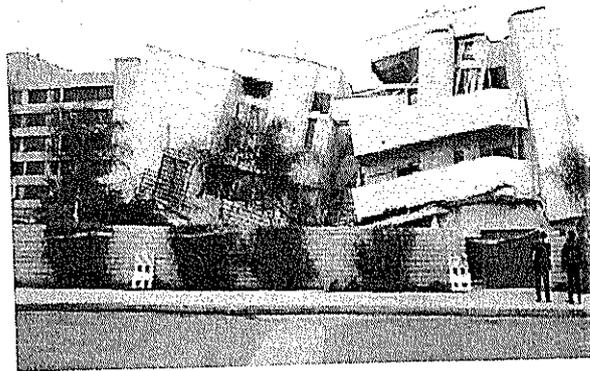
Figura 2.2 Edificios metálicos construidos en el centro de la ciudad de Guayaquil con PEARM (Tomado de Cassagne 2008).



Figura 2.3. Unión vigas columna, donde se observan que la columna se interrumpe en la intersección con las vigas (Tomado de Cassagne 2008).



(a) Edificio de concreto reforzado, Kaiser Permanente.



(b) Edificio de madera, Departamentos.



(c) Edificio de acero, American Insurance Consultants.

Figura 2.4 Daños en distintos tipos de edificios después del terremoto de Northridge de 1994 (Tomado de EERI 98).

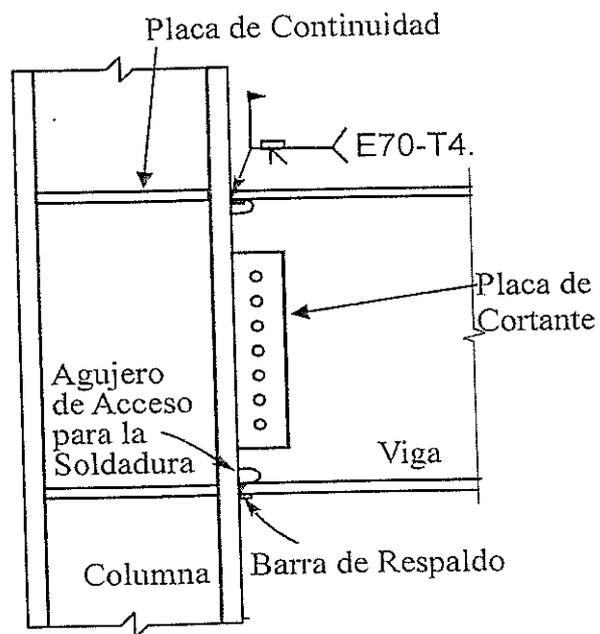
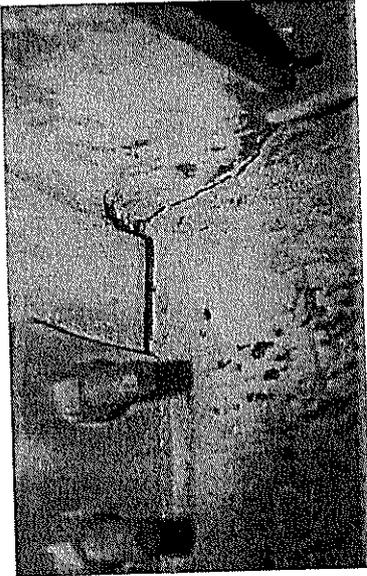
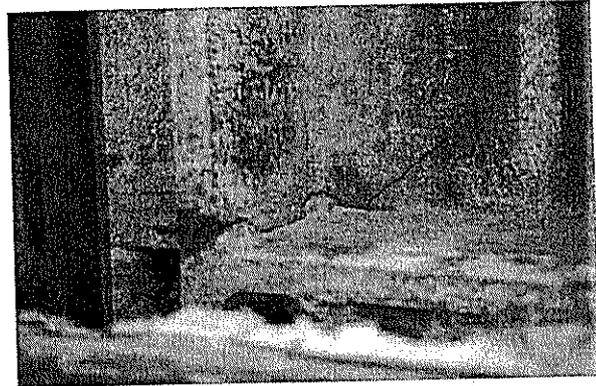


Figura 2.5 Conexión típica viga-columna soldada Pre-Northridge para pórticos de acero resistentes a momento (Tomado de Caballero 2006)



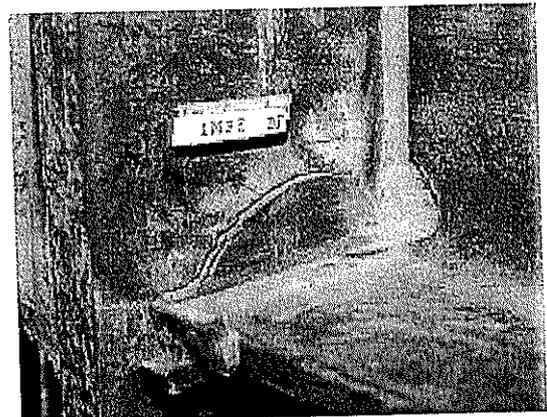
(a) Fractura del ala superior de viga



(b) Fractura del ala y alma de columna



(c) Fractura en zona de fusión de ala inferior de viga



(d) Fractura en el ala de columna

Figura 2.6 Fracturas en las conexiones de edificios de acero (Tomado de EERI 98 y FEMA 2000)

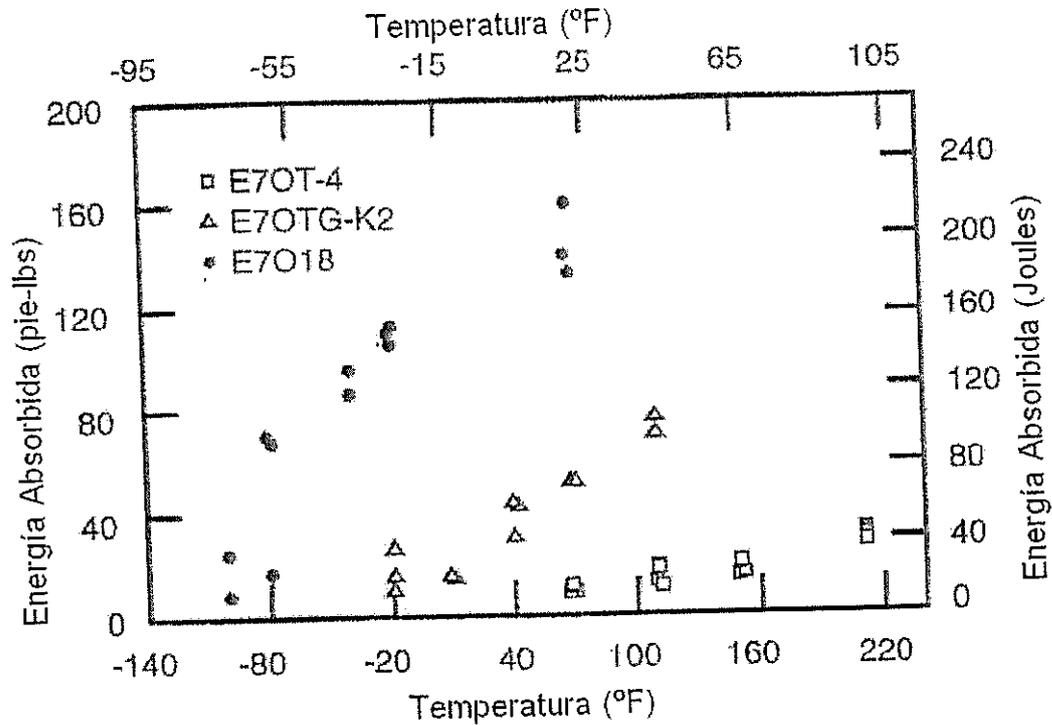


Figura 2.7 Resultados de ensayos de tenacidad realizados a tres tipos de soldaduras utilizadas antes del sismo de Northridge (Tomado de Bruneau et al 1998)

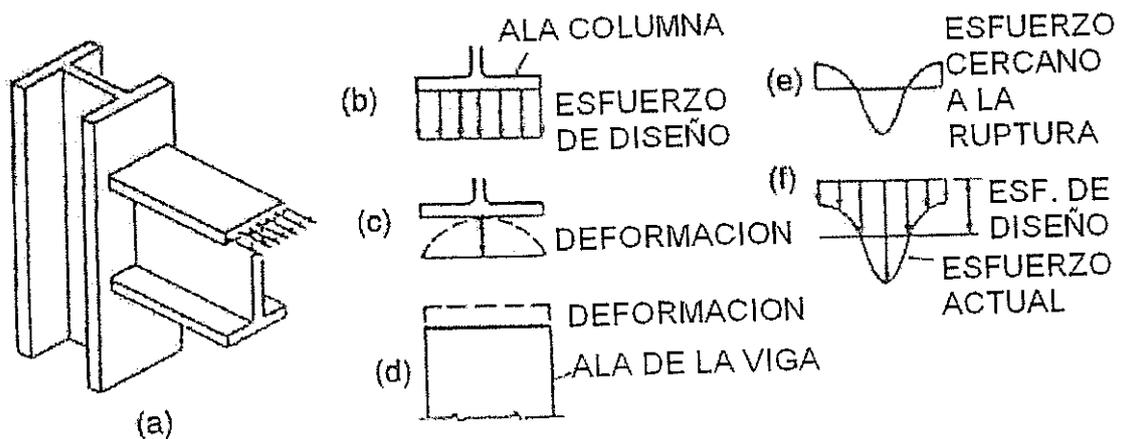


Figura 2.8 Distribución de esfuerzos en el ala de la viga soldada con la cara de la columna sin placas de continuidad, (Tomado del *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 8, E.G. Popov).

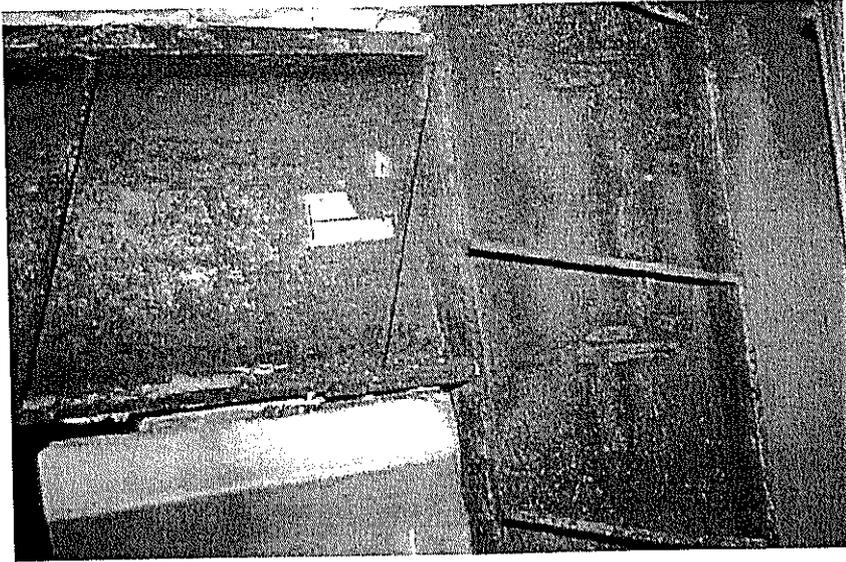


Figura 2.9 Corrosión en los elementos de un pórtico de un edificio antiguo de parqueo, sismo de la ciudad de Kobe 1995 (Tomado de EERI 98).

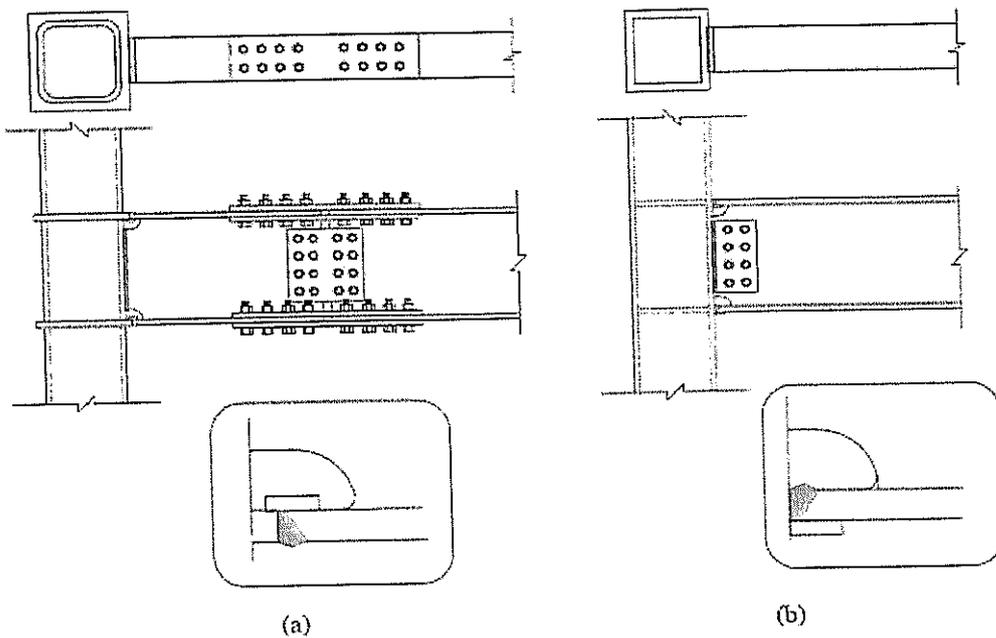


Figura 2.10 Tipos de conexiones viga-columnas populares en Japón; (a) conexión de diafragma a través de la columna; (b) conexión de diafragma interior (Tomado de FEMA-355E).

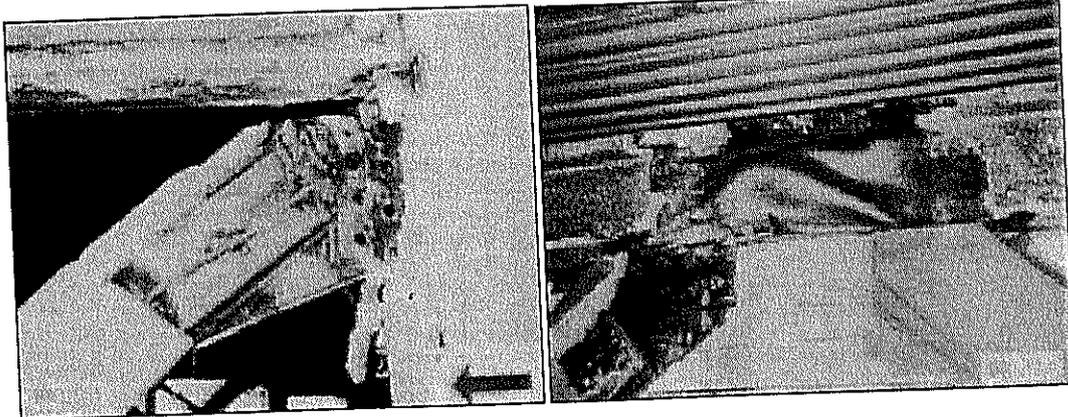


(a)



(b)

Figura 2.11 Daños en columnas; (a) Fractura en el metal base; (b) Daño en la conexión columna-diagonal (Tomado de EERI 98).



(a)

(b)

Figura 2.12 Daños a las conexiones reforzadas; (a) pernos destrozados; (b) fisuras en el alma de la viga y deformación fuera del plano (Tomado de FEMA-355E).

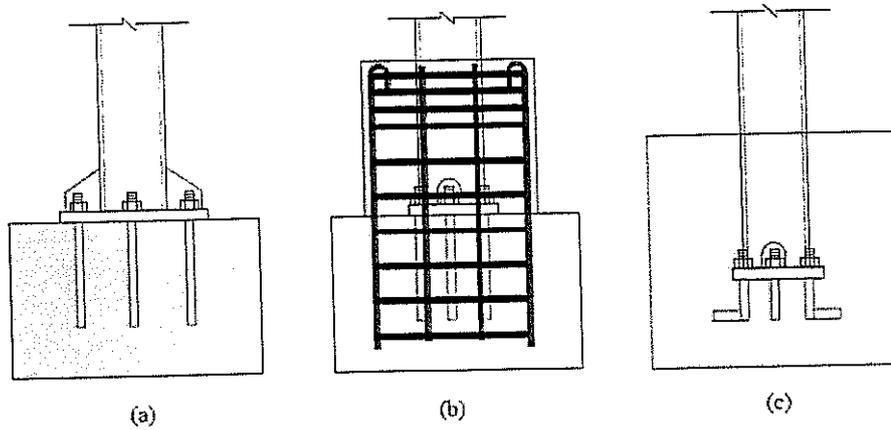


Figura 2.13 Tipos de bases de columnas populares en Japón; (a) conexión de placa base; (b) base de columna en concreto; (c) base de columna embebida (Tomado de FEMA-355E).

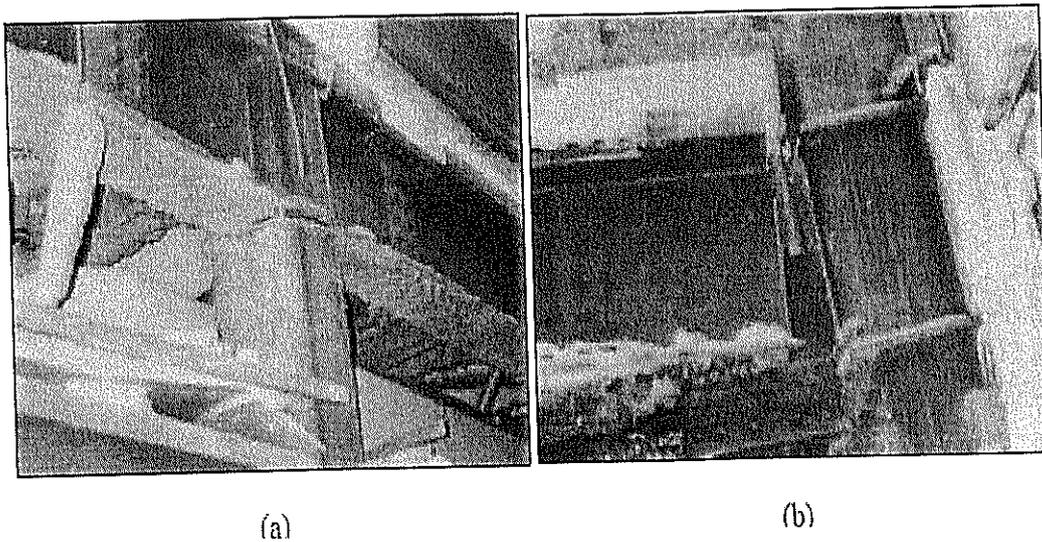


Figura 2.14 Fractura a la conexión viga-columna con soldadura de filete de pequeño espesor; (a) fractura en la parte superior de la columna; (b) fractura al final de la viga (Tomado de FEMA-355E).

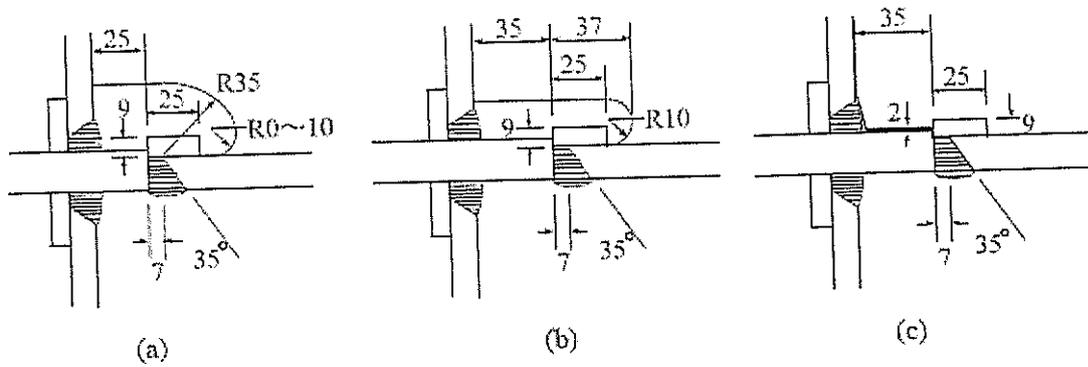


Figura 2.15 Detalles del agujero de acceso a la soldadura propuesta después del sismo de Kobe; (a) detalles estándar pre-Kobe; (b) detalle modificado con un agujero más pequeño; (c) detalle sin agujero. (Tomado de FEMA-355E).



Figura 2.16 Colapso de un edificio del Complejo Pino Suárez, sismo de la Ciudad de México, 1985. (Tomado de FEMA-355D).

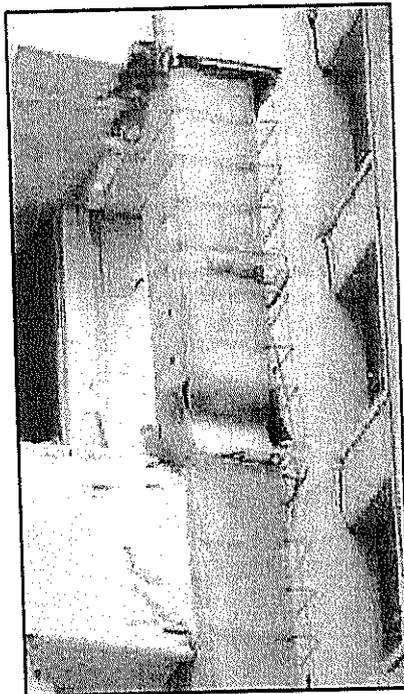


Figura 2.17 Daño en la columna del pórtico de acero del Complejo Pino Suárez, sismo de la ciudad de México, 1985. (Tomado de FEMA 355E).

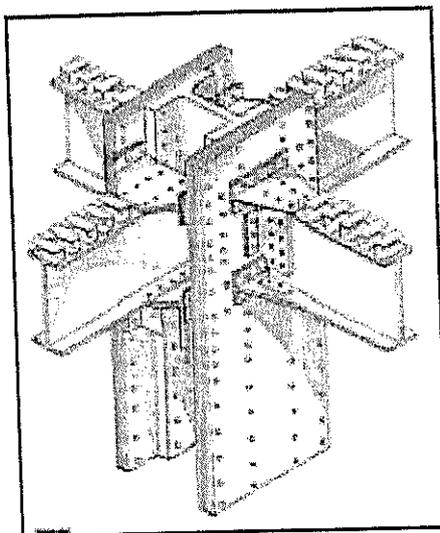


Figura 2.18 Conexión típica sin daño en la Torre Latino Americana, sismo de la ciudad de México de 1985. (Tomado de FEMA 355E).

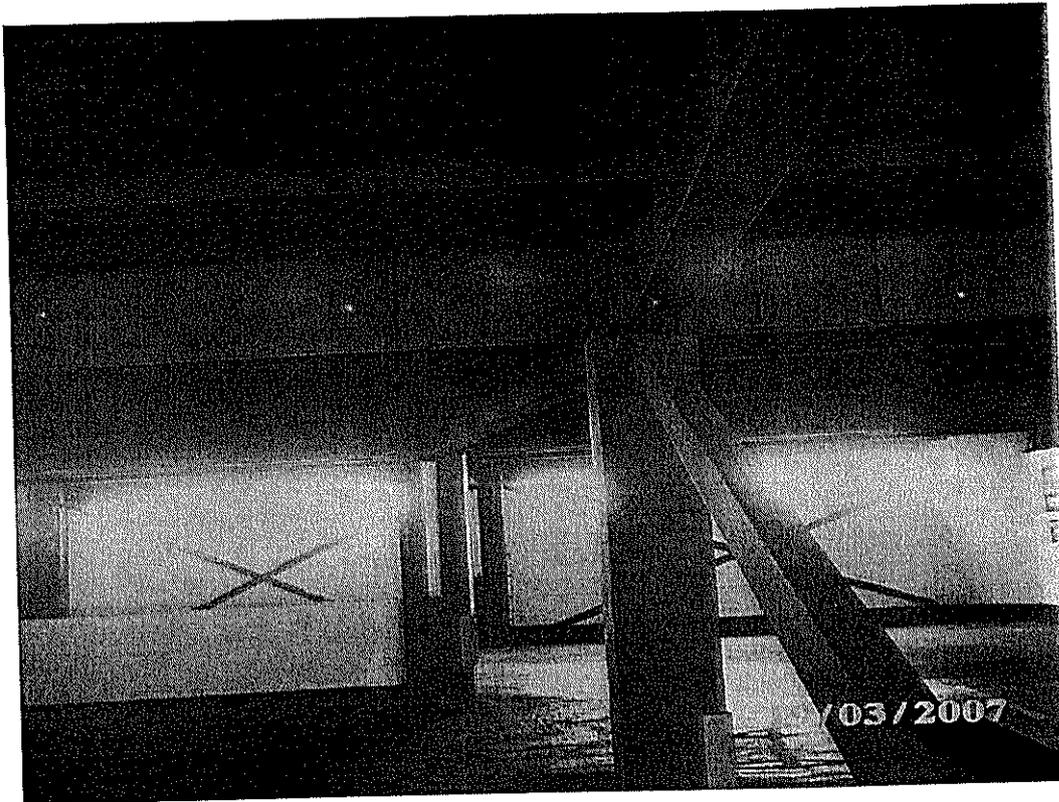


Figura 2.19 Configuración estructural: Se observa irregularidad vertical puesto que las columnas posteriores de la foto no sigue en el mismo eje que las que se encuentran en primer plano. (Tomado de Cassagne, 2008).

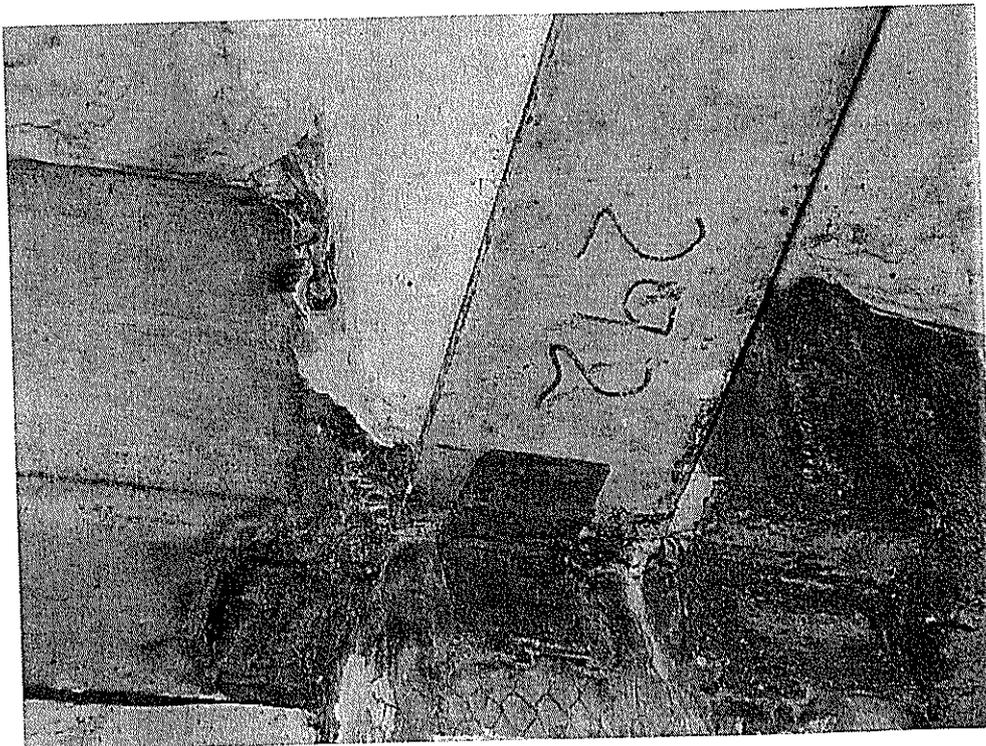


Figura 2.20. Unión viga - columna: Se observa claramente que la barra de respaldo no ha sido retirada, los pobres acabados en la soldadura y el uso de soldadura de filete (SF) (Tomado de Cassagne, 2008).

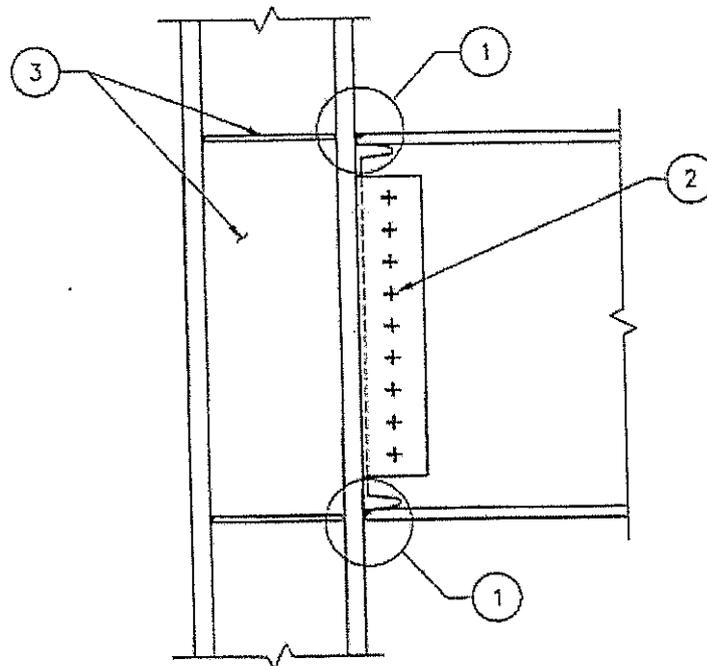


Figura 2.21. Conexión de Alas no Reforzadas Soldadas y Alma Empernada (WUF-B). (1) Soldadura de ranura de penetración completa. Soldadura QC/QA. Categoría AH/T (2) Placa de corte empernada con pernos A490 o A325, y soldada al ala de la columna con soldadura de filete a ambos lados o soldadura de ranura de penetración completa (3) Para placas de continuidad y doble placas ver Figura 2.29. (Tomado de FEMA-350)

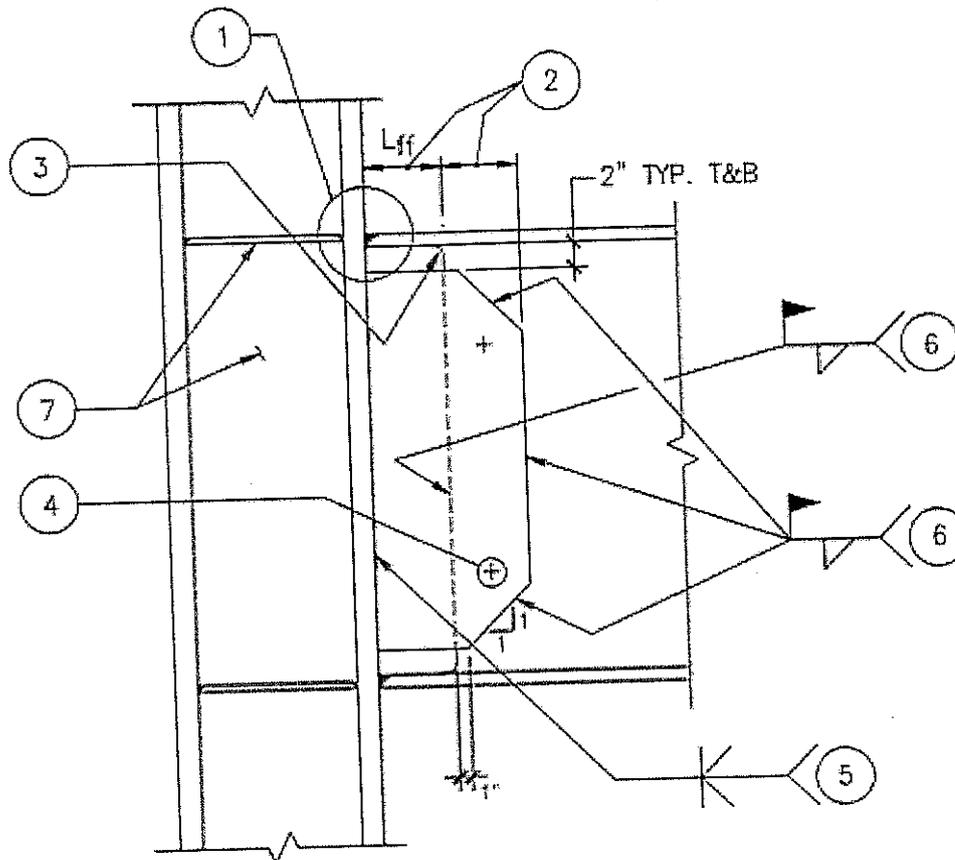


Figura 2.22. Conexión de Alas Libres (Free Flange - FF). (1) Soldadura de ranura de penetración completa. Soldadura QC/QA. Categoría AH/T (2) Ver procedimiento de diseño 3.5.3.1 de FEMA-350 (3) 1/2" pulgada radio mínimo (4) Pernos de montaje: cantidad, tipo y tamaño seleccionado de acuerdo a las cargas de montaje (5) soldadura de ranura de penetración completa doble bisel. Soldadura QC/QA. Categoría BH/T (6) Soldadura de filete: tamaño y longitud en sección 3.5.3.1 de FEMA-350. Soldadura QC/QA. Categoría BH/L (7) Para placas de continuidad y doble placas ver Figura 2.29. (Tomado de FEMA-350)

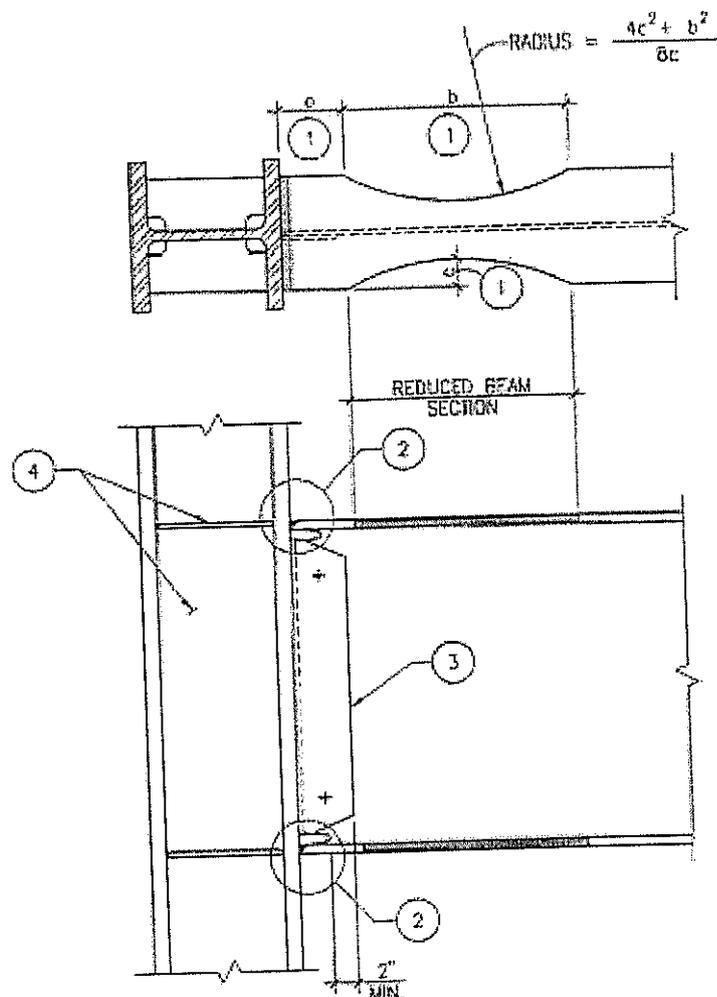


Figura 2.23. Conexión con viga de sección reducida (RBS) (1) Para dimensiones de RBS ver sección 3.5.5.1 de FEMA-350 ó sección 5.8 de ANSI/AISC 358-05 (2) Ver Figura 2.28 para ejecución de agujeros de acceso (3) Conexión del alma: Pernos de montaje según lo indiquen las cargas de montaje. La placa de cortante puede ser soldada al alma de la viga con penetración completa; o la placa de cortante empernada a alma de la viga. (4) Para placas de continuidad y doble placas ver Figura 2.29 (Tomado de FEMA-350)

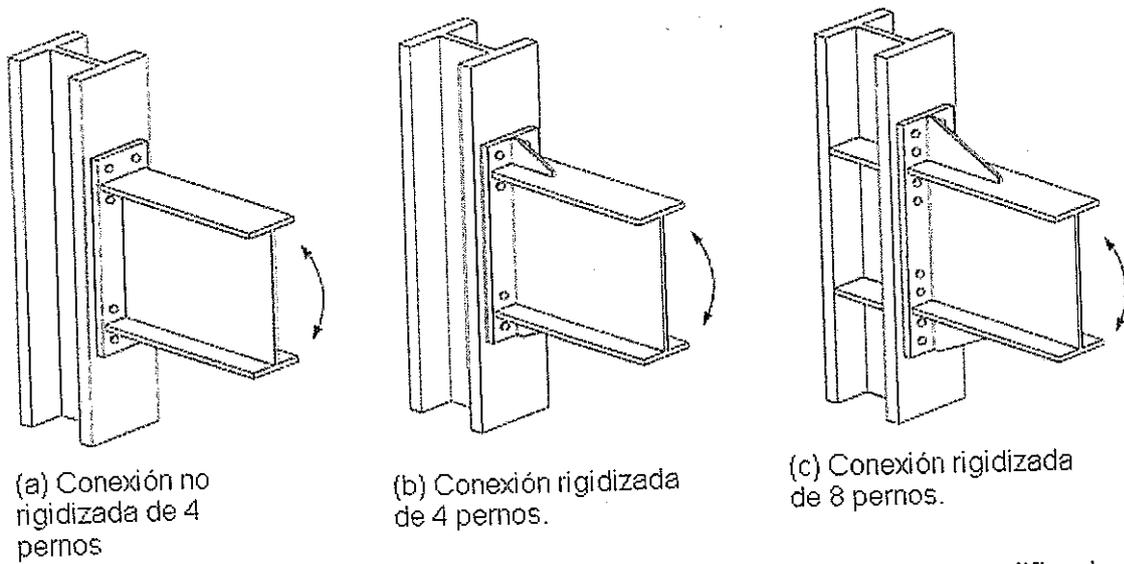


Figura 2.24. Conexiones rígidas emperradas: configuraciones precalificadas por ANSI/AISC 358-05 (Tomado de ANSI/AISC 358-05)

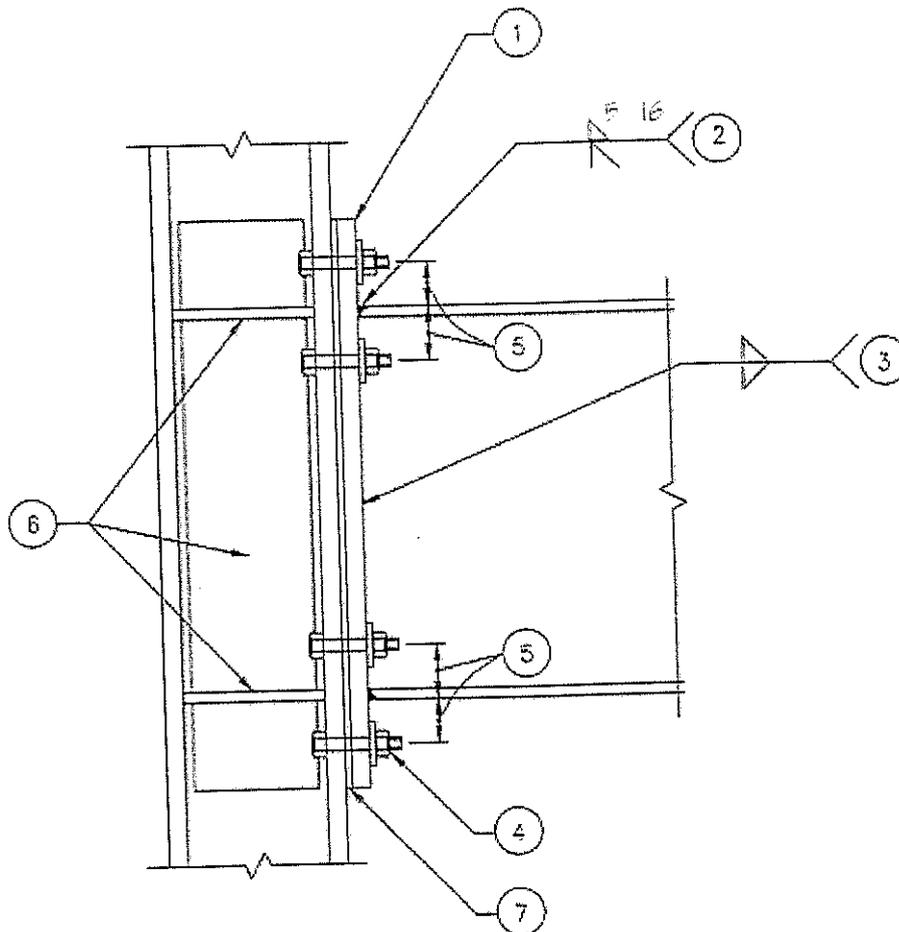


Figura 2.25. Conexión Empernada con Placa de Unión No rigidizada (Bolted Unstiffened End Plate – BUEP) (1) Placa de unión A36 diseñada acorde ANSI/AISC 358-05 (2) Soldadura de ranura de penetración completa que debe respetar criterios de FEMA-353 (3) Soldadura de penetración completa o filete en ambos lados (4) Pernos pretensados ASTM A325 o A490 (5) La localización de lo pernos de acuerdo a diseño de placa de unión (6) Para placas de continuidad y doble placas ver Figura 2.29 (7) Placa de relleno (cuña) de ser necesario (Tomado de FEMA-350).

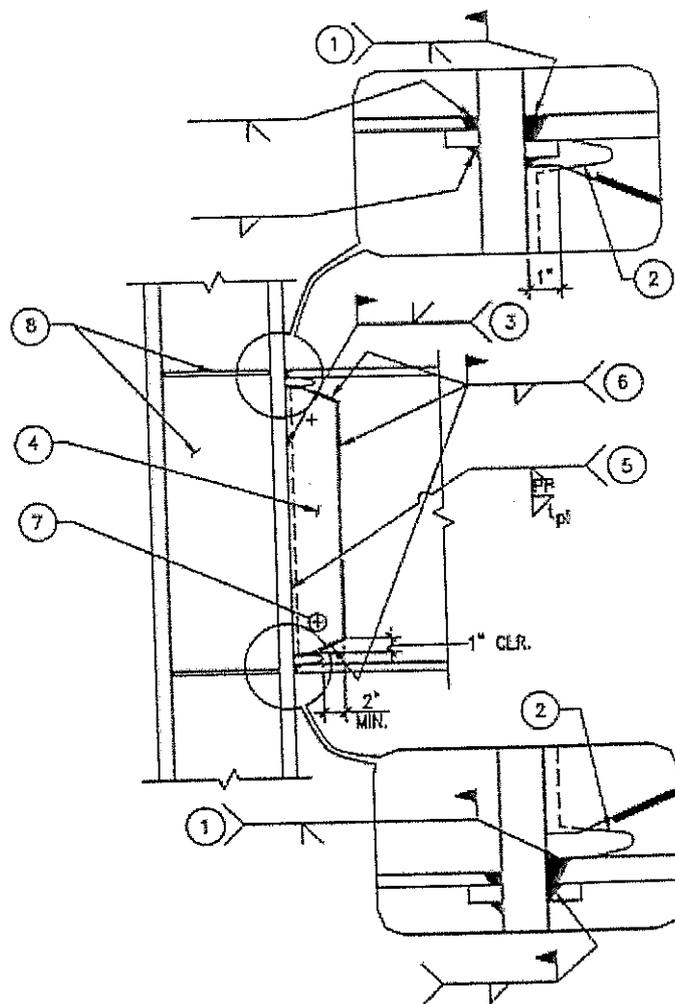


Figura 2.27. Esquema de diseño de una conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS). **(1)** Soldadura de ranura de penetración completa en ala superior e inferior (a) En el ala superior, se debe remover la placa de respaldo, esmerilar hasta dejar superficie libre de escorias o residuos de soldadura, y se debe adicionar mínimo $5/16$ " de soldadura de filete o (b) se puede dejar la placa de respaldo pero se debe adicionar $5/16$ " de soldadura de filete bajo el mismo. En el ala inferior se debe remover la barra de respaldo y debe adicionarse un mínimo de $5/16$ " de soldadura de filete. Soldadura: QC/QA. Categoría: AH/T **(2)** Agujeros de acceso de soldadura. Soldadura de penetración completa a lo largo del alma entre los agujeros de acceso. Proveer de placa de apoyo no fusible. Remover las placas de apoyo luego del procedimiento de soldado. Soldadura: QC/QA. Categoría: BH/T **(4)** Espesor de la placa de corte igual al del alma de la viga. La longitud de la misma (lado vertical) debe traslapar en mínimo $1/8$ " a los agujeros de acceso, y el ancho de la placa debe extenderse mínimo 2 " en la viga, medidos a partir del extremo de los agujeros de acceso. **(5)** Soldadura de penetración parcial. Soldadura: QC/QA. Categoría BM/T **(6)** Soldadura de filete para unir placa de corte a la viga. El tamaño de la soldadura debe ser igual al espesor de la placa menos $1/16$ ". La soldadura debe extenderse en el tercio superior e inferior de la altura de la placa en la viga y a lo largo de la parte inferior y superior. Soldadura: QC/QA. Categoría BL/L **(7)** Pernos de montaje: cantidad, tipo, y tamaño según las cargas determinadas **(8)** Para placas de continuidad y doble placas ver Figura 2.29 (Tomado de FEMA-350)

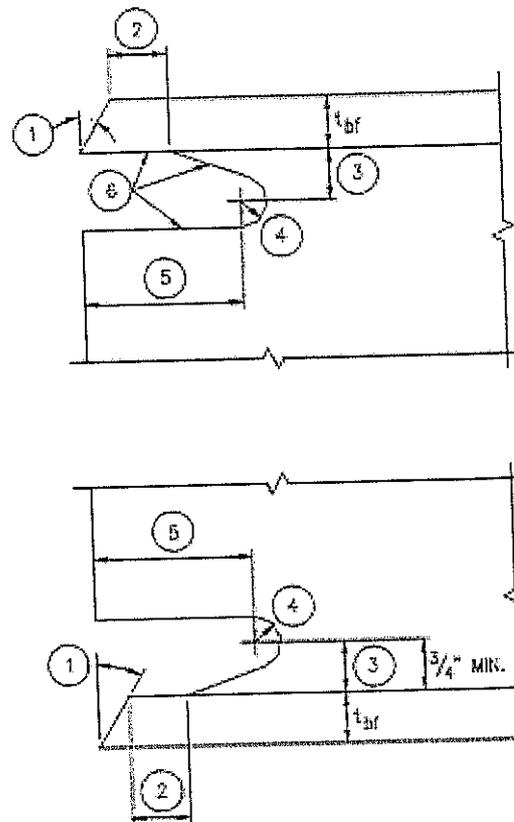


Figura 2.28. Esquema de los agujeros de acceso de soldadura (1) Bisel requerido por AWS D1.1 según el procedimiento de soldadura seleccionado (2) El más grande entre t_{bf} o $\frac{1}{2}$ " (mas $\frac{1}{2} t_{bf}$, o menos $\frac{1}{4} t_{bf}$) (3) De $\frac{3}{4} t_{bf}$ a t_{bf} , $\frac{3}{4}$ " mínimo ($\pm \frac{1}{4}$ ") (4) radio mínimo de $\frac{3}{8}$ " (5) $3t_{bf}$ ($\pm \frac{1}{2}$ ") (6) Ver FEMA 353, para detalles de fabricación. (Tomado de FEMA-350)

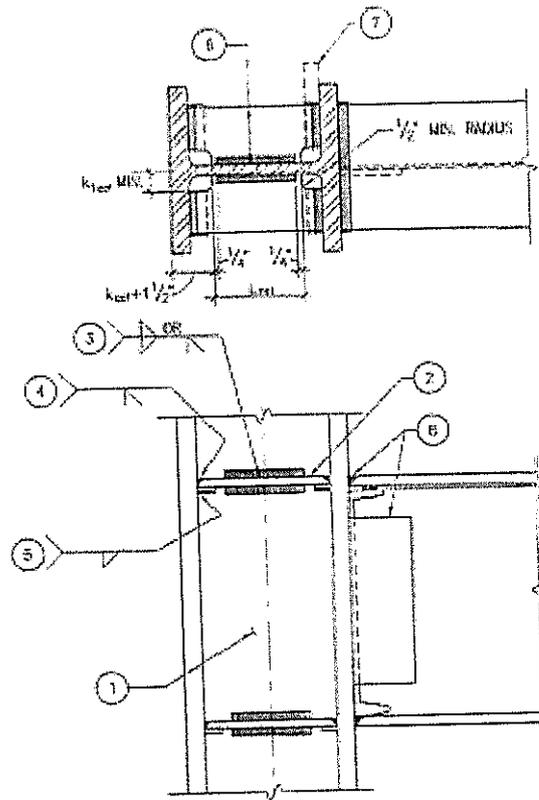


Figura 2.29. Esquema de las Doble Placas y Placas de Continuidad. (1) Doble placas de alma de columna en caso de requerirse ver sección 3.8 Soldadura QC/QA y Categoría BL/L (2) Placas de continuidad de ser necesarias ver sección 3.8 (3) Resistencia Total Requerida de la Soldadura = $0.6t_{pl}(L_{net})F_{ypl}$. QC/QA. Categoría BL/L (4) Soldadura de penetración completa típica QC/QA. Categoría BM/T (5) Soldadura de filete continua mínimo, como lo especifica AISC, bajo la barra de respaldo (6) Un ancho que mínimo cubra el ancho de la viga (7) Remover barras de soldadura hasta que sobresalgan máximo $\frac{1}{4}$ " de las placas de continuidad (8) Para conexión ver de Figuras 2.21 a 2.27. (Tomado de FEMA-350)

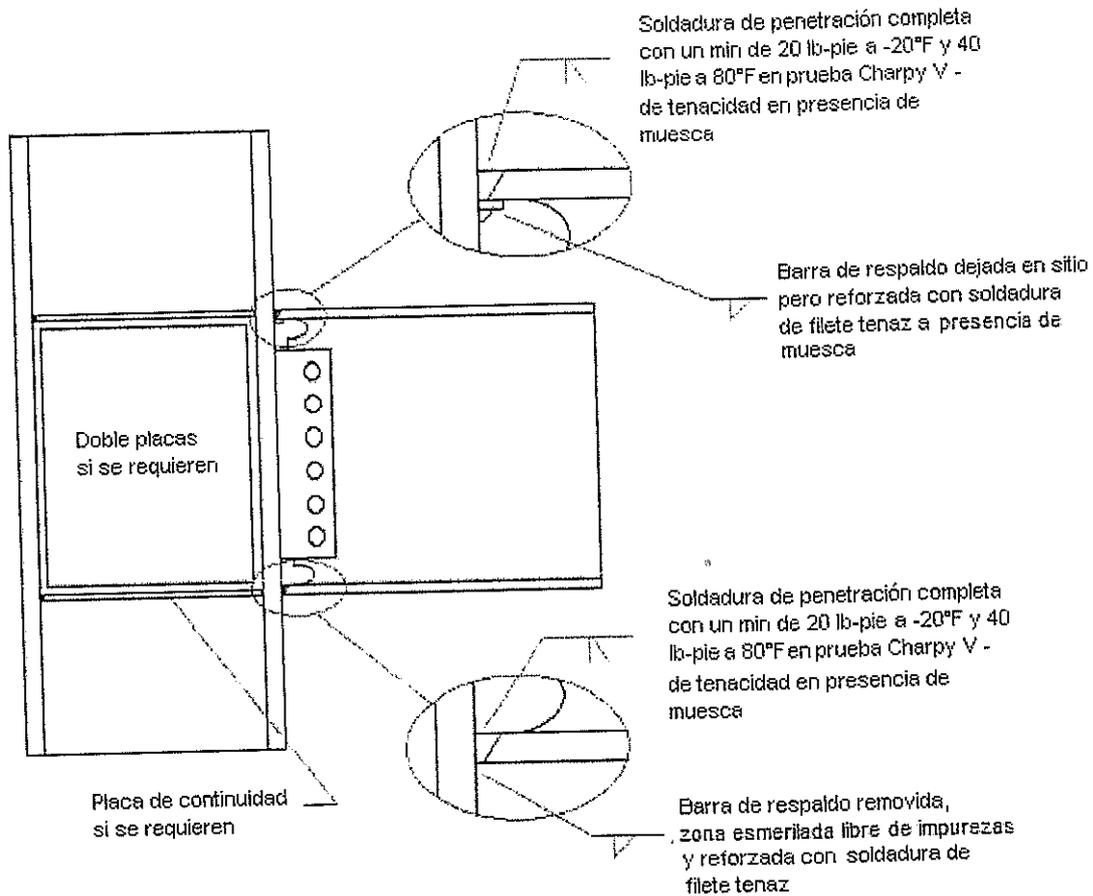


Figura 2.30 Esquema de la soldadura mejorada. (Tomado de FEMA-355D)

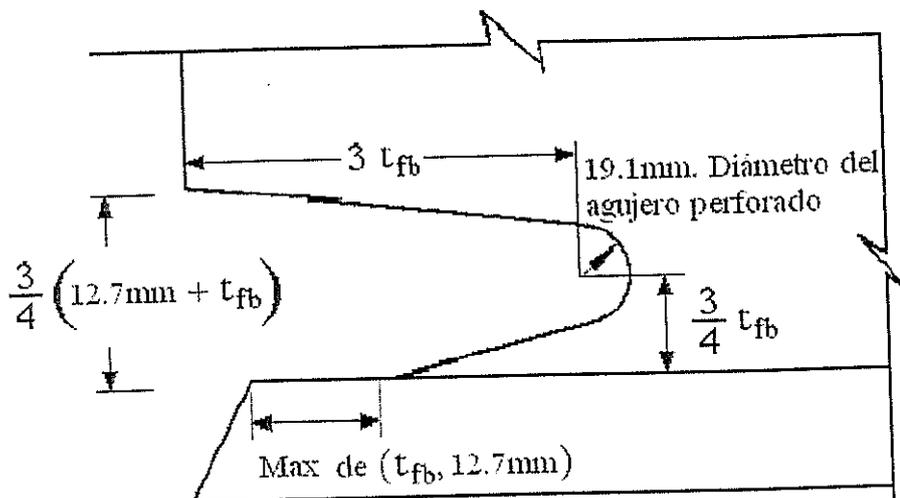


Figura 2.31. Detalle de la geometría y acabado del agujero de acceso de soldadura (Tomado de FEMA-355D)

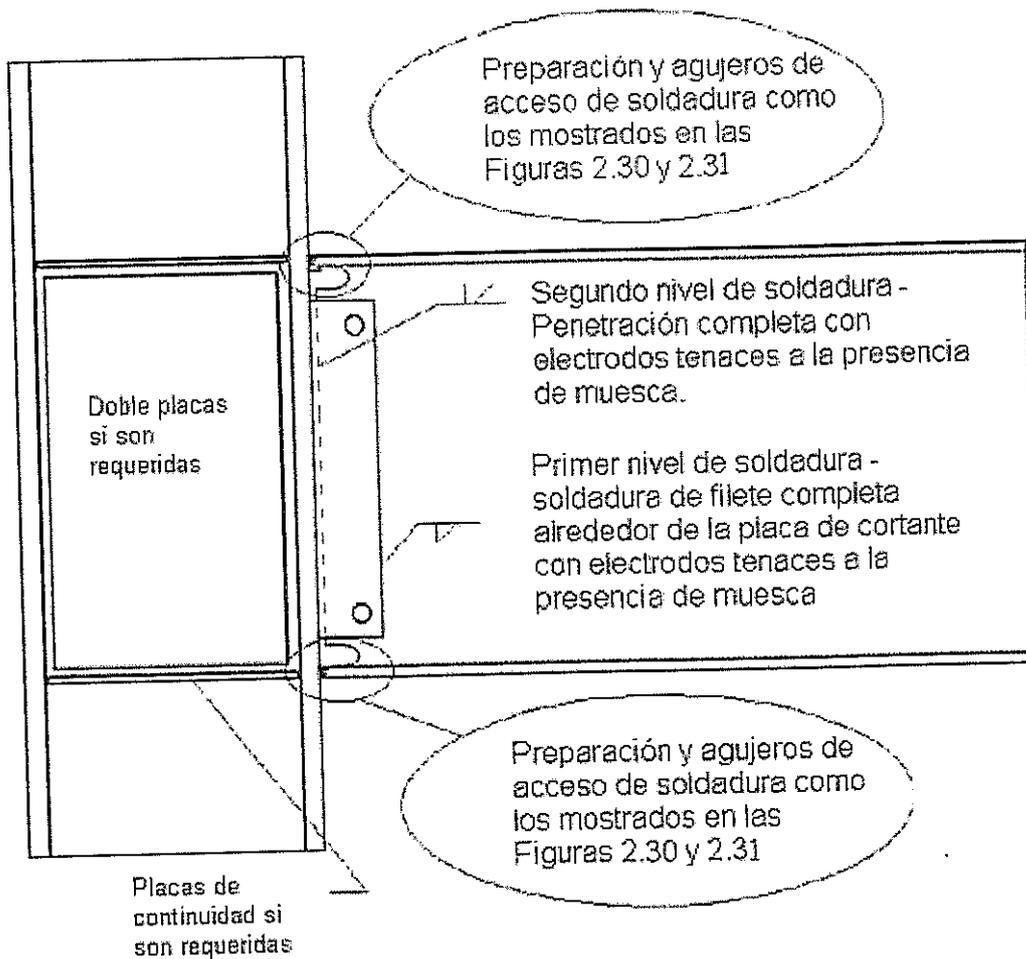


Figura 2.32. Esquema del primer y segundo nivel de soldadura. (Tomado de FEMA-355D)

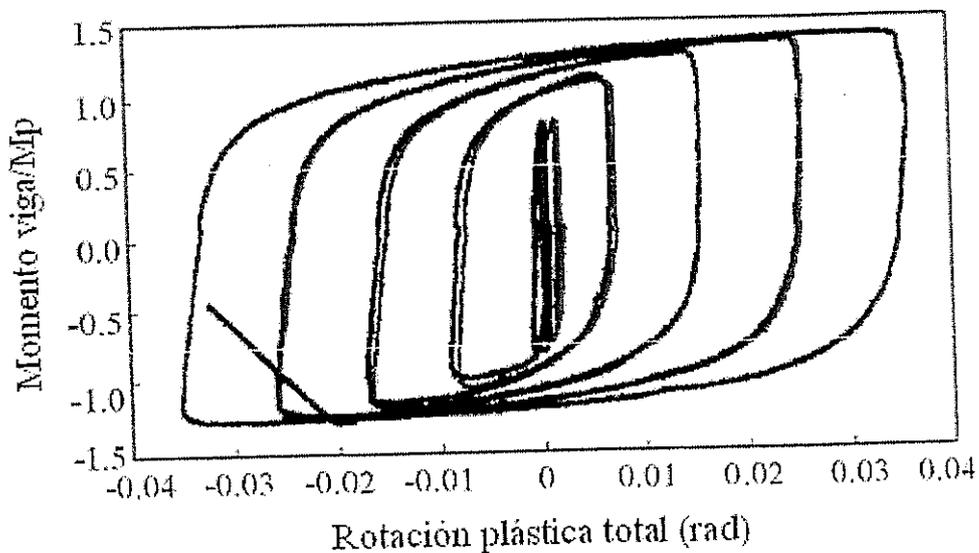


Figura 2.33. Curva Momento Rotación de espécimen LU-T3, Lehigh, EEUU. (Tomado de FEMA-355D)

CAPÍTULO 3

3. DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO FABRICADOS CON PLANCHAS SOLDADAS.

3.1 Generalidades.

En este capítulo se detalla el enfoque propuesto para diseñar los pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM) con conexiones completamente restringidas con alas no reforzadas soldadas y almas soldadas (ANRS-AS) a partir de planchas soldadas. El esquema que se plantea es el del diseño basado en desempeño, el cual tiene el objetivo de relacionar un nivel de

desempeño sísmico del edificio con un nivel sísmico esperado. Los niveles de desempeño sísmico son determinados por los estados límites (i.e., pandeo local o fluencia de vigas) y capacidades estructurales, mientras que los niveles sísmicos vienen dados por la probabilidad de ocurrencia de los eventos sísmicos, en donde sismos con una baja probabilidad de ocurrencia producirán mayores demandas estructurales (i.e., derivas de entrepiso, fuerzas, etc.).

En este capítulo se definen los niveles de desempeño sísmico de edificios y los niveles sísmicos de un sistema con conexiones ANRS-AS. También se precisarán los criterios de diseño sísmico utilizados. El capítulo finaliza con el procedimiento de diseño que se utilizó para diseñar una estructura compuesta por PEARM con conexiones ANRS-AS a partir de planchas soldadas.

3.2 Enfoque del Diseño Propuesto.

Para iniciar el proceso de diseño, el primer paso es la selección de los objetivos de diseño por desempeño (ODD). Un ODD es una relación entre el nivel de desempeño sísmico esperado en el edificio y los niveles de sismicidad, es decir las intensidades de los movimientos del suelo. Los ODD así como también los niveles de

desempeño sísmico y los niveles de sismicidad considerados en la presente investigación, son los considerados en FEMA 350 (SAC 2000). La razón fundamental de esta consideración se debe a que los requerimientos sismorresistentes estipulados en FEMA 350 han sido adoptados por códigos como el "International Building Code" (IBC) 2003 y el "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" (ASCE/SEI 7-05), publicaciones que se han utilizado durante el desarrollo de la investigación por incluir el estado de la práctica y del arte más actualizado en el área de diseño sismorresistente de edificios con PEARM. Los niveles se presentan a continuación.

3.2.1. Niveles de desempeño sísmico de edificios

Los niveles de desempeño sísmico de edificios proporcionan los niveles de daño estructural y no estructural que pueden ocurrir, en donde los diferentes niveles de daño se determinan basándose en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios y la comunidad. En la Figura 3.1, FEMA 350 (SAC 2000) identifica cuatro niveles de desempeño para edificaciones, los cuales proporcionan los objetivos de diseño mínimo de las

edificaciones para los distintos Grupos de Uso Sísmico (GUS). FEMA asigna a los edificios un grupo de uso sísmico (GUS) basándose en su uso y ocupación. Los niveles de desempeño son: *Operacional*, *Ocupación Inmediata*, *Seguridad de Vida* y *Prevención del Colapso*. En la Tabla 3.1, propuesta por FEMA 350, se describen los niveles de daño estructural y no estructural esperados en edificios a fin de cumplir con los niveles de Prevención del Colapso y Ocupación Inmediata. La descripción de los niveles de desempeño no es precisa y puede presentar variaciones para diferentes edificios dentro de un mismo nivel de desempeño. La Tabla 3.1 también compara estos dos niveles según las recomendaciones de FEMA-350 y FEMA-302 (BSSC 1997) para las edificaciones asignadas al Grupo de Uso Sísmico I (GUS-I). La Tabla 3.2 describe el daño estructural que alcanzan los elementos típicos de un pórtico de acero resistente a momento con conexiones soldadas.

El diseño para sistemas con PEARM y conexiones ANRS-AS fabricados a partir de planchas soldadas utiliza dos niveles de desempeño definidos por FEMA 350: *Seguridad de Vida* y *Prevención del Colapso*. A continuación se describen estos dos niveles, incluido también el de *Ocupación Inmediata*.

3.2.1.1 Nivel de Desempeño Sísmico de Ocupación Inmediata.

FEMA-350 define el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de la siguiente manera:

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

de los componentes no estructurales es ligero y que la utilidad de sus servicios está disponible.”

El enfoque de diseño propuesto para sistemas con conexiones ANRS-AS recomienda esta definición para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

3.2.1.2 Nivel de Desempeño Sísmico de Seguridad de Vida

Como puede verse en la Figura 3.1, el nivel 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 donde ha ocurrido daño significativo, pero existe un mínimo margen de seguridad con respecto al colapso parcial o total. Este margen es diferente para FEMA 273 (ATC 1997) y FEMA 302. FEMA 350 escribe en el comentario:

“Debido a las definiciones un tanto arbitrarias del nivel de desempeño de Seguridad de Vida y el hecho de que diferentes códigos y normas han

seleccionado definiciones alternativas para este..., el nivel de Seguridad de Vida no ha sido incluido en estos Criterios Recomendados. Sin embargo... los usuarios que deseen evaluar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida pueden hacerlo interpolando entre los criterios de aceptación proporcionados por los niveles de Prevención del Colapso y Ocupación Inmediata.”

Como referencia, la Tabla 3.3 presenta la definición para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida de acuerdo a FEMA 273 (ATC 1997).

El enfoque de diseño propuesto para sistemas con conexiones ANRS-AS recomienda el mismo comentario.

3.2.1.3 Nivel de Desempeño Sísmico de Prevención del Colapso

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

“El nivel de desempeño estructural de Prevención del Colapso está definido como el estado de daño, en el cual la estructura se encuentra al límite de experimentar colapso parcial o total. La estructura experimenta daño substancial, incluyendo una degradación significativa en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral, grandes deformaciones laterales permanentes de la estructura y degradación en su capacidad de resistir cargas verticales. Sin embargo, todos los componentes del sistema resistente de cargas gravitacionales deben continuar resistiendo su demanda de cargas gravitacionales. La reparación de la estructura podría ser impráctica desde el punto de vista técnico y económico y no es segura para su reocupación; las réplicas posteriores al sismo pueden inducir al colapso.”

El enfoque de diseño propuesto para sistemas con conexiones ANRS-AS recomienda esta definición para el nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

3.2.2. Niveles Sísmicos

FEMA 302 recomienda dos niveles específicos de intensidad sísmica: Sismo Considerado Máximo (MCE) y Sismo de Diseño (DBE).

El MCE es el nivel sísmico más severo para el diseño y no necesariamente es el sismo más fuerte que pueda ocurrir en la región. El MCE tiene una probabilidad del 2% de excedencia en 50 años, esto es un período de retorno de aproximadamente 2500 años.

El DBE es el nivel sísmico basado en las fuerzas laterales de diseño, utilizado en códigos como el "International Building Code" (IBC) 2003. El DBE es $\frac{2}{3}$ de la intensidad del MCE y su período de retorno dependerá según la sismicidad de la zona.

El diseño propuesto para sistemas con conexiones ANRS-AS también usa estos dos niveles sísmicos.

3.3 Estados Límites

El desempeño sísmico se define por medio de la magnitud del daño de los elementos estructurales y no estructurales. A su vez esta magnitud del daño se define por los estados límites alcanzados. Los estados límites a considerar para un PEARM con conexiones ANRS-AS serán aquellos estipulados en FEMA 350 y presentados en las Tablas 3.1 y 3.2. La Tabla 3.2 compara los estados límites para los niveles de Desempeño Sísmico de Ocupación Inmediata y Prevención del Colapso, mientras que la Tabla 3.3, tomada de FEMA-273, presenta los estados límites para el nivel de Seguridad de Vida.

3.4 Objetivos del Diseño por Desempeño

Los objetivos del diseño por desempeño son:

1. Para un terremoto al nivel del sismo de diseño (DBE), el desempeño del sistema debe satisfacer el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.
-

2. Para un terremoto al nivel del sismo máximo considerado (MCE), el desempeño del sistema debe satisfacer el nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

3.5 Demandas Estructurales.

Las demandas estructurales cuantifican las deformaciones y las fuerzas internas de un PEARM con conexiones ANRS-AS para los niveles de Sismo de Diseño y Sismo Considerado Máximo. Las demandas estructurales usadas en el criterio de diseño (descritos en la Sección 3.7) y en el procedimiento de diseño (Sección 3.8) están basadas de acuerdo a lo siguiente: (1) Demandas basadas en el código, (2) Demandas amplificadas basadas en el código, (3) Demandas basadas en análisis no lineal, y (4) Demandas basadas en capacidad. Cada punto de demanda estructural es descrito en esta sección.

3.5.1. Demandas Basadas en el Código.

El procedimiento de fuerza lateral equivalente del ASCE/SEI 7-05 (ASCE Standards) define las siguientes demandas:

- Deriva de entrepiso, la cual es basada en el factor de amplificación de deflexión, C_d ;
- Cortante basal, V_{dis} ;
- Fuerzas laterales de piso, $F_{x,dis}$.

3.5.2. Demandas Amplificadas Basadas en el Código.

En PEARM con conexiones ANRS-AS, las demandas de deformación bajo efectos de un sismo son mayores que las demandas basadas en el código. Esta sección estima la deriva de entrepiso y la deriva total, que se producen bajo efectos de sismos DBE y MCE, basados en un procedimiento de amplificación de demandas basadas en el código. En este procedimiento, aplicado para PEARM, el factor C_d (que es igual a 5.5) es reemplazado por un factor de modificación de respuesta R igual a 8 (como se describirá en la Sección 4.3.2, en este estudio se utilizó un factor R igual a 6 para PEARM, por lo que el factor C_d resultante fue de 4.5). La base de este procedimiento es el *principio de desplazamientos iguales* bajo los efectos de carga inelástica (como se describe posteriormente). Un resumen de las fórmulas de demandas amplificadas basadas en el código se presenta en la Tabla 3.4.

3.5.2.1 Desplazamiento y deriva total.

El *principio de desplazamientos iguales* es usado para estimar la demanda del desplazamiento total (de cubierta). Este principio se aplica a estructuras de períodos largos y asume que el máximo desplazamiento de una estructura elastoplástica es igual al desplazamiento máximo de una estructura elástica, la cual es igual al desplazamiento elástico (Δ_{el-dis}) multiplicado por el factor de modificación de respuesta, R.

ASCE/SEI 7-05 provee un espectro de respuesta de diseño con un amortiguamiento del 5%, pero el diseñador podría asumir que la estructura posee menor amortiguamiento al indicado. En este caso, se utiliza un factor de corrección de amortiguamiento (C_ξ) para estimar el máximo desplazamiento. El factor de corrección de amortiguamiento es basado en un factor de corrección estándar para espectros de respuesta suavizados recomendado por el Instituto de Arquitectura

de Japón (AIJ 1993) El factor de corrección de amortiguamiento es:

$$C_{\xi} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_{5\%}^2}}{\sqrt{1 + 25\xi^2}} \quad (3.1)$$

Donde $\xi_{5\%} = 0.05$, y ξ es la razón de amortiguamiento viscoso asignada a la estructura.

El análisis elástico recomendado por el código (parte del procedimiento de diseño descrito en la Sección 3.8) es basado en el cortante basal de diseño (V_{dis}). El período usado para estimar el cortante basal de diseño, T_{dis} , no necesariamente es el verdadero período del pórtico. El capítulo 4, explica que en ASCE/SEI 7-05, T_{dis} (ecuación 4.6) es el valor más pequeño entre el primer período modal del edificio (T_1) y el máximo valor de período (T_{max}) definido por el código. En el caso donde T_{dis} no es igual a T_1 , un factor de corrección de período (C_T) necesita aplicarse para estimar el máximo desplazamiento, donde

$$C_T = \frac{T_{dis}}{T_1} \quad (3.2)$$

La ecuación 3.2 es válida únicamente cuando V_{dis} es una función de $1/T$, como ocurre en ASCE-SEI 7-05.

Las demandas de desplazamiento total (de cubierta) para el Sismo de Diseño (DBE) y el Sismo Máximo Considerado (MCE), son estimadas usando el principio de desplazamientos iguales y los factores de corrección para amortiguamientos y períodos, como sigue a continuación:

$$\Delta_{total,DBE} = C_\xi C_T R \Delta_{el-dis} \quad (3.3a)$$

$$\Delta_{total,MCE} = 1.5 C_\xi C_T R \Delta_{el-dis} \quad (3.3b)$$

Donde R , es el factor de modificación de respuesta, y Δ_{el-dis} es el desplazamiento elástico total (de cubierta) cuando el cortante basal es igual al cortante basal de diseño, V_{dis} . El factor 1.5 para el MCE es basado en las definiciones de DBE y MCE dados en la Sección 3.2.2.

Dividiendo el máximo desplazamiento total para la altura total del edificio medido desde el nivel del suelo hasta la cubierta (h_t), la demanda de deriva total (de cubierta) correspondiente a los niveles sísmicos de DBE y MCE son:

$$\theta_{total,DBE} = \frac{C_\xi C_T R \Delta_{el-dis}}{h_t} \quad (3.4a)$$

$$\theta_{total,MCE} = \frac{1.5 C_\xi C_T R \Delta_{el-dis}}{h_t} \quad (3.4b)$$

3.5.2.2 Deriva de entrepiso.

La deriva máxima de entrepiso, θ , es estimada a partir de los resultados del análisis dinámico no lineal del PEARM prototipo. Se encontró que la relación de deriva máxima de entrepiso y deriva máxima total (θ/θ_{total}) se encuentra en un promedio de 1.35 para registros DBE y MCE. Un factor para estimar la demanda de deriva entrepiso, C_θ , es introducida donde:

$$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{total}} = 1.5 \quad (3.5)$$

De las ecuaciones 3.4 y 3.5, la deriva total estimada para niveles sísmicos DBE y MCE son:

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\theta} C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}}{h_1} \quad (3.6a)$$

$$\theta_{MCE} = \frac{1.5 C_{\theta} C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}}{h_1} \quad (3.6b)$$

3.5.3 Demandas Basadas en Análisis No lineal.

La Figura 3.2 muestra que la demanda del cortante basal para niveles sísmicos DBE y MCE (V_{DBE} y V_{MCE} , respectivamente) son más grandes que el cortante basal de diseño. V_{DBE} y V_{MCE} pueden determinarse directamente por un análisis estático no lineal pushover, sujetando la estructura a estimaciones de deformaciones totales basadas en demandas estructurales amplificadas basadas en el código (Ecuación 3.3). Alternativamente, V_{DBE} y V_{MCE} pueden determinarse por medio de las siguientes ecuaciones:

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{dis} \quad (3.7a)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{dis} \quad (3.7b)$$

Donde Ω_{DBE} y Ω_{MCE} son factores de sobrerresistencia para niveles sísmicos DBE y MCE, respectivamente. Valores típicos de sobrerresistencia para PEARM están en el orden de 3 cuando el factor de modificación de respuesta $R = 8$. El capítulo 7 demuestra que el valor de sobrerresistencia anda en el orden de 4 cuando se utiliza un factor de modificación de respuesta $R = 6$.

Análisis Dinámicos No Lineales también pueden ser desarrollados para estimar el cortante basal, deriva total (de cubierta) y deriva de entrepiso; en reemplazo de los procedimientos de los códigos.

3.5.4 Demandas Basadas en Capacidad.

En ciertas instancias, la demanda es basada en la capacidad. El criterio de columna fuerte – viga débil y el criterio de diseño de zona de panel (descritos en la Sección 3.7), son ejemplos de esto. En estos casos la demanda en la columna y zona de panel, respectivamente, son ambas basadas en la capacidad a momento de la conexión.

3.6 Capacidades Estructurales.

Las capacidades estructurales incluyen, implícitamente, la capacidad presentada por miembros estructurales y conexiones de las mismas, de la estructura en sí. Para un edificio con pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM), las capacidades estructurales están relacionadas con los estados límites que se esperan ocurran ante los sismos considerados en los objetivos de diseño por desempeño (ODD). La Figura 3.3, muestra la relación existente entre los ODD y la respuesta global de estructura, que para un PEARM con conexiones ANRS-AS, son Seguridad de Vida y Prevención del Colapso, para niveles sísmicos de DBE y MCE,

respectivamente. Como se puede observar de dicha figura, ésta describe los estados límites que se esperan ocurran entre los sismos considerados en los ODD. Basados en esta teoría, y en la mostrada en la Sección 3.5, la capacidad debe estar fundamentada en el método de Diseño a Resistencia usando el Método de los Factores y Resistencia de Cargas (LRFD – Load and Resistance Factor Design). Este método de diseño es básico, puesto que nos indica que la resistencia de diseño de cada componente estructural debe ser igual o exceder la resistencia requerida bajo las combinaciones de carga de la Sección 4.3.3.

Partiendo de este concepto, se tiene que el diseño, debe ser desarrollado de acuerdo a la ecuación 3.8:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.8)$$

Donde: R_u = Resistencia requerida (LRFD)

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de reducción de resistencia

ϕR_n = Resistencia de Diseño

Ó dicho de otra forma:

$$\sum_{i=0} \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (3.9)$$

Donde: Q_i = Cargas definidas por el código utilizado (Sección 3.7.2)

γ_i = Factores de cargas (Sección 3.7.2)

Partiendo de este método que tiene fundamentos elásticos estructurales, se espera que la estructura tenga un desempeño adecuado antes las demandas estructurales expuestas en la Sección 3.5, a pesar de que en los niveles sísmicos estudiados, la estructura incursionará en el rango inelástico.

3.7 Criterios de Diseño.

Los criterios que se detallan a continuación, servirán para asegurar que se cumplan los requerimientos de diseño sísmico para PEARM con conexiones ANRS-AS fabricados a partir de planchas soldadas. Estos criterios han sido adoptados del "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (ANSI/AISC 341-05).

La razón fundamental de adoptar los criterios estipulados en ANSI/AISC 341-05 se debe a que los mismos son compatibles con las especificaciones detalladas en el IBC 2003, ASCE/SEI 7-05 y AISC-LFRD 2005.

3.7.1 Criterios Generales.

La resistencia requerida y otras disposiciones sísmicas para Categorías de Diseño Sísmico (CDS) y Grupos de Uso Sísmico (GUS), y las limitaciones de altura, irregularidad y deriva de entrepiso de diseño serán determinadas según lo especificado en el código de construcción aplicable.

En la Sección 1.3.1, la ASCE/SEI 7-05 define que la resistencia de edificios y de otras estructuras debe ser tal, que sus elementos deben ser diseñados para resistir las cargas factoradas en combinaciones de cargas especificados en dicho código, sin exceder los límites de resistencia de los materiales de construcción empleados (ver Sección 3.6). A su vez, indica que los sistemas estructurales, y por ende sus miembros, deben ser diseñados para tener una adecuada rigidez que limite deflexiones, derivas de entrepiso, vibración y cualquier

otro tipo de deformaciones que adversamente afecten el uso y desempeño de edificios y otras estructuras.

3.7.2 Cargas, Combinaciones de Cargas y Resistencias Nominales.

Las cargas y combinaciones de carga a aplicarse, serán determinadas según lo estipulado en el ASCE/SEI 7-05.

La resistencia nominal de los sistemas, miembros y conexiones utilizados en este estudio deberán cumplir con la especificación ANSI/AISC 360-05, a menos que ANSI/AISC 341-05 indique algo diferente.

3.7.3 Materiales

3.7.3.1 Especificaciones del material

El mínimo esfuerzo de fluencia que debe tener el acero utilizado en miembros en los cuales se espera comportamiento inelástico no debe exceder de 50 ksi (345 MPa) para pórticos especiales de acero

resistentes a momento (PEARM). Esta limitación no se aplica a columnas, en las cuales el único comportamiento inelástico esperado es la fluencia en la base de las columnas. Los aceros estructurales usados son los permitidos por las especificaciones de la "American Society of Testing and Materials" (ASTM). Para el caso de edificios, los aceros disponibles en nuestra ciudad son los A36 y A572 Grados 42(290), 50(345) o 55 (380).

3.7.3.2 Propiedades de Materiales para la determinación de la Resistencia Requerida de Miembros y Conexiones.

La resistencia requerida en un elemento se determinará a partir del esfuerzo de fluencia probable, el cual se calcula multiplicando el esfuerzo de fluencia mínimo especificado F_y por un factor de esfuerzo de fluencia probable R_y . R_y se define como la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y , del material. La *resistencia disponible* de un elemento, ϕR_n , debe ser mayor o igual que la resistencia requerida, donde R_n es

la resistencia nominal de la conexión. La resistencia a la tensión probable $R_t F_u$, y el esfuerzo de fluencia probable $R_y F_y$ se pueden usar en lugar de F_u y F_y , respectivamente, para determinar la resistencia nominal R_n , de los estados límites de ruptura y fluencia en un mismo miembro. Los valores de R_y y R_t para distintos tipos de acero se presentan en la Tabla 3.5.

De la Tabla 3.5 se puede observar que el valor de R_y para edificios metálicos fabricados a partir de planchas soldadas es de 1.3 para materiales ASTM A36 y de 1.1 para materiales ASTM A572 Grado 50 y A588. Ya que en nuestro país se están importando planchas de acero de varios países del mundo (i.e. Kazajastán, Ucrania, China, etc.) y debido al creciente uso de estas planchas para los edificios de nuestra ciudad, se emprendió, paralelamente a este estudio, una investigación a fin de determinar los valores de R_y y R_t de las planchas de acero. Los valores determinados por Cassagne (2008), calculados por métodos estadísticos, a partir de datos proporcionados por las

empresas importadoras de planchas, fueron los siguientes:

Acero A36: $R_y = 1.31$
 $R_t = 1.27$

Acero A572, grado 50: $R_y = 1.17$
 $R_t = 1.23$

Acero A588: $R_y = 1.17$
 $R_t = 1.14$

Como se puede apreciar, los valores de R_y y R_t , en el acero A36, que es de los más populares en la construcción de edificios en Guayaquil, presenta una diferencia de un 6% en el caso de R_t y de menos del 1% en el caso de R_y ; lo que indica que los valores dados por ANSI/AISC 341-05, pueden ser utilizados sin que se presenten grandes diferencias en el diseño final. Ahora bien, con respecto al acero A572 y A588, se puede concluir exactamente lo mismo puesto que presentan un máximo del 6% de diferencia.

3.7.4 Conexiones.

3.7.4.1 Alcance

Todas las conexiones deben cumplir las especificaciones del capítulo J del AISC-LFRD 360-05 y las adicionales requeridas en esta sección.

El diseño de las conexiones para un miembro que es parte de un Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas (SRFS) debe realizarse de tal forma que el estado límite dúctil, ya sea en la conexión o los miembros, controle el diseño.

3.7.4.2 Conexiones Soldadas

El proceso de soldadura debe realizarse según lo estipulado en el apéndice W de ANSI/AISC 341-05. Adicionalmente, el proceso de soldado debe ser ejecutado en concordancia con una especificación de

procedimiento de soldadura (WPS) como es requerido en la AWS (American Welding Society) D1.1.

(a) Requerimientos Generales.

En soldaduras de demanda crítica (SDC), el material de relleno debe ser capaz de proveer como mínimo una tenacidad Charpy de muesca en V de 20 lb-ft (27 J) a 0° F (-18°C) como se determina en las especificaciones AWS.

(b) Soldaduras de Demanda Crítica

Una soldadura de demanda crítica es aquella que tiene requerimientos adicionales de calidad y tenacidad.

Todas las soldaduras usadas en miembros y conexiones en un Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas (SRFS) deben ser hechas con un metal de relleno que produzca soldaduras capaces de proporcionar como mínimo una tenacidad Charpy de muesca en V de 20 lb-ft (27 J) a -20° F (-29°C) tal como se determina en las

especificaciones AWS y 40 lb-ft (54 J) a 70°F (21°C) cuando el pórtico esté encerrado y mantenido a una temperatura de 50°F (10°C) o más.

Electrodos SMAW clasificados en AWS A5.1 como E7018 o E7018-X, electrodos SMAW clasificados en AWS 5.5 como E7018-C3L o E8018-C3 y electrodos sólidos GMAW, se eximen de cualquier tipo de ensayo cuando la tenacidad Charpy de muesca en V del electrodo iguala o sobrepasa los 20 lb-ft (27 J) a una temperatura máxima de -20° F (-29°C), tal como determinan los métodos de clasificación de AWS.

Las soldaduras de ranura de penetración completa entre las columnas y las placas base deben ser consideradas de demanda crítica. En forma similar los empalmes soldados de columnas. Ejemplos típicos de soldaduras de demanda crítica para pórticos especiales resistentes a momento son:

- Soldaduras de alas y almas de viga a las columnas;
 - Soldaduras de placas de cortante a columnas; y
-

- Empalmes soldados de columnas, incluyendo placas base de las columnas.

Los electrodos que se pueden utilizar se especifican en el Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 2005 Sección 7.3b.

3.7.4.3 Zonas Protegidas

Donde una zona protegida sea designada por ANSI/AISC 341-05 o ANSI/AISC 358-05, ésta debe cumplir lo descrito a continuación:

- (1) Dentro de las zonas protegidas, las discontinuidades creadas por operaciones de fabricación o montaje, deben ser reparadas según la disposición del Fiscalizador.
 - (2) Conectores de corte soldados y accesorios de piso que penetren el ala de la viga no deben ser ubicados dentro de las zonas protegidas. Soldadura punteada
-

de arco para pisos con láminas metálicas acanaladas pueden usarse.

(3) Anclajes soldados, empernados o atornillados para fachadas exteriores, tuberías, u otras construcciones, no deben existir en las zonas protegidas.

Las zonas protegidas son ampliamente definidas en la Sección 3.7.6.2.

3.7.4.4 Placas de Continuidad y Rigidizadores.

ANSI/AISC 341-05 comenta que las esquinas de las placas de continuidad y rigidizadores, ubicados en las almas de perfiles rolados en caliente y soldados, deben ser recortadas como se describe a continuación.

A lo largo del alma, el recorte debe extenderse al menos 38mm más allá de la zona k (zona de unión entre alas y alma de los perfiles rolados en caliente que se lo hace para darle continuidad a la sección; también considerado en los perfiles soldados) de la columna, mientras si se

está considerando el lado que está en contacto con el ala de la columna, entonces el recorte debe extenderse un máximo de 12mm más allá de la zona k. El recorte debe ser detallado con el fin de facilitar los acabados de la soldadura tanto del alma como de las alas. Si se usa un recorte curvado, debe tener un radio mínimo de 12mm.

3.7.5 Miembros.

3.7.5.1 Alcance.

Los miembros estructurales en un Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas (SRFS) deben cumplir con las especificaciones AISC-LRFD 360-05, con la Sección 8 de AISC/ANSI 341-05, y la Sección 2 de AISC/ANSI 360-05

Los perfiles estructurales fabricados a partir de planchas soldadas para su utilización en pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM) deben satisfacer:

- (1) Las alas y almas deben tener dimensiones (ancho, peralte y espesor) similares a las secciones W laminadas en caliente y cumplir con las limitaciones especificadas en ANSI/AISC 358-05.
 - (2) Las almas deben estar conectadas continuamente a las alas de la siguiente forma:
 - (a) Vigas. En una longitud medida desde la cara de la columna hasta la distancia d_b (peralte de la viga) más allá de la localización de la articulación plástica, las alas y almas deben conectarse por medio de soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) más un par de soldaduras de filete de refuerzo. El tamaño mínimo de la soldadura de filete debe ser el menor valor entre 8 mm y el espesor del alma de la viga.
 - (b) Columnas Cajón. La relación ancho espesor (b/t) de las planchas usadas como alas no deben exceder el valor de $0.6\sqrt{E_s/F_y}$, donde b debe ser considerado como la distancia libre entre las planchas que conforman las almas. La relación ancho espesor
-

(h/t_w) de las planchas usadas como almas deben regirse a los requerimientos de las *Provisiones Sísmicas* de la AISC. Es importante recalcar, que dentro de la zona comprendida entre los 300 mm por encima del ala superior y en los 300 mm por debajo del ala inferior de las vigas, las alas y almas de la columna deben ser unidos con soldadura de ranura de penetración completa. Fuera de esta zona, las alas y almas pueden ser unidas mediante soldadura de filete o soldadura de ranura de penetración completa.

Para una mejor comprensión de lo descrito en los literales anteriores, se recomienda ver Figuras 3.4(a) y 3.4(b).

3.7.5.2 Clasificación de Secciones por Pandeo Local.

(a) Secciones Compactas.

Los miembros estructurales (vigas y columnas) de un SRFS deben tener alas conectadas continuamente a

las almas, y las relaciones ancho espesor de los elementos a compresión no deben exceder los límites λ_p , de la Tabla B4.1 de la especificación AISC – LRFD 360-05.

(b) Secciones sísmicamente compactas.

Los miembros estructurales (vigas y columnas) de un SRFS deben tener alas conectadas continuamente a las almas, y las relaciones ancho espesor de los elementos a compresión no deben exceder los límites λ_{ps} especificados en la Tabla 3.6.

3.7.5.3 Resistencia de Columnas.

Cuando $P_u / \phi_c P_n > 0.4$, sin considerar la carga sísmica amplificada,

donde: $\phi_c = 0.9$ (capítulo E de ANSI/AISC 360-05)
 $P_n =$ Resistencia axial nominal de una columna, Ton (N)

P_u = Resistencia axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga de ASCE/SEI 7-05, Ton (N)

se deben cumplir los siguientes requerimientos:

- (1) La *resistencia axial requerida a compresión y a tensión*, considerada en la ausencia de la aplicación de momento alguno, deben ser determinadas usando las combinaciones de carga estipuladas en ASCE/SEI 7-05, incluyendo la carga sísmica amplificada.
 - (2) Tanto la *resistencia axial requerida a compresión y resistencia a tensión*, no deben exceder cualquiera de los siguientes valores:
 - a. La máxima carga transferida a la columna considerando $1.1R_y$ multiplicada por las resistencias nominales de las vigas.
 - b. El límite determinado a partir de la resistencia de la cimentación al volcamiento.
-

3.7.5.4 Empalme de Columnas

Los empalmes deben cumplir con la Sección 8.4a del "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" 2005.

Los requerimientos más importantes de esta sección se resumen a continuación.

a) *Resistencia Requerida.*

La resistencia requerida de los empalmes de columnas en un SRFS debe ser igual a la resistencia requerida de las columnas.

b) *Empalmes soldados a Tensión.*

Los empalmes soldados de columnas sujetos a un efecto de carga de tensión, determinada utilizando las combinaciones de carga estipuladas por el código aplicado incluyendo la carga sísmica amplificada, deben satisfacer los siguientes requisitos:

- La resistencia disponible de las soldaduras de ranura de penetración parcial debe ser al menos igual al 200 por ciento de la resistencia requerida.
- La resistencia disponible para cada empalme de las alas debe ser al menos igual a $0.5R_yF_yA_f$, en donde R_yF_y es el esfuerzo de fluencia probable del material de la columna y A_f es el área del ala de la columna más pequeña conectada.

Cuando hay cambios de espesor y ancho en las alas o almas en empalmes de columnas, no se requiere transiciones biseladas para el uso de soldadura de ranura de penetración parcial.

c) *Empalmes en almas de columnas*

Adicionalmente, los empalmes en el alma de las columnas pueden ser empernados o soldados, o soldados en una columna y empernados en la otra. En los pórticos de acero resistentes a momento, los

empalmes empernados, placas o canales deben ser usados en ambos lados del alma de la columna.

d) *Localización de los empalmes*

El centroide de los empalmes de las columnas, ejecutados con soldaduras de filete o con soldaduras de ranura de penetración parcial, debe estar localizado a 4 pies (1200 mm) o más de las conexiones viga – columna. Cuando la altura libre entre conexiones viga – columna es menor a 8 pies (2400 mm) los empalmes deberán estar localizados a la mitad de la altura libre.

e) *Empalmes Soldados*

Cuando se usen soldaduras de ranura para los empalmes, ellas deben ser de penetración completa de tal forma que cumplan los requerimientos sísmicos mencionados en la Sección 3.7.4.2. Las barras de respaldo deben ser removidas. Cuando los empalmes no son hechos con soldaduras de ranura, ellos deben tener una resistencia requerida a la flexión por lo

menos igual a $R_y F_y Z_x$ de la columna más pequeña. La resistencia requerida al cortante de los empalmes del alma de la columna debe ser por lo menos igual a:

$$\frac{\sum M_{pc}}{H} \quad (3.10)$$

en donde $\sum M_{pc}$ es la suma de las resistencias plásticas nominales a flexión de las columnas situadas arriba y abajo del empalme y H es la altura de entrepiso.

3.7.5.5 Placas de Base para Columnas

a) *Resistencia axial requerida*

La resistencia axial que requieren las bases de las columnas y su unión con la cimentación, debe ser la suma de las componentes verticales de las resistencias requeridas de los elementos de acero que están conectados a la base de la columna.

b) *Resistencia Cortante Requerida*

La resistencia cortante requerida por las bases de las columnas y su unión con la cimentación, debe ser la suma de los componentes horizontales de las resistencias requeridas por los elementos de acero que están conectados a la base de la columna. Para columnas, la componente horizontal de la resistencia al cortante debe ser igual o mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\frac{2R_y F_y Z_x}{H} \quad (3.11)$$

o el cortante calculado usando las combinaciones de carga estipuladas en el código pertinente.

c) *Resistencia de flexión requerida*

La resistencia de flexión requerida para las bases de las columnas y su unión con la cimentación, debe ser la suma de las resistencias requeridas por los

elementos de acero que están conectados a la base de la columna. Para columnas, la resistencia a flexión requerida debe ser igual o mayor que el menor de los siguientes valores:

$$1.1R_y F_y Z \quad (3.12)$$

o el momento calculado usando las combinaciones de carga estipuladas en el código pertinente.

3.7.6 Pórticos Especiales Resistentes a Momento.

3.7.6.1 Alcance

Se espera que los pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM) sujetos a resultantes del sismo de diseño soporten deformaciones inelásticas significativas. Estos pórticos deben satisfacer los siguientes requerimientos.

3.7.6.2 Conexiones Viga- Columna

(a) Requerimientos

Las conexiones viga-columna utilizadas en el Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas (SRFS) deben satisfacer los siguientes requisitos:

- La conexión debe ser capaz de sostener una deriva de entrepiso de por lo menos 0.04 radianes.
 - La resistencia medida a la flexión de la conexión, en la cara de la columna, debe ser igual a por lo menos $0.80M_p$ de la viga conectada cuando la deriva de entrepiso sea de 0.04 radianes.
 - La resistencia requerida al corte de la conexión debe determinarse a partir de la cantidad:
-

$$E = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L'} \quad (3.13)$$

en donde M_p es el momento plástico nominal, L' es la distancia entre las articulaciones plásticas y R_y se obtiene de la Tabla 3.5.

(b) Demostración de conformidad

Existe una serie de requisitos adicionales para las conexiones de pórticos especiales resistentes a momento. Sin embargo, como se está utilizando una conexión precalificada incluida en FEMA-350, estos requisitos se cumplen automáticamente.

(c) Soldadura

Las soldaduras utilizadas en las alas de vigas, placas de cortante y almas de vigas conectadas a las columnas deben ser de ranura de penetración completa y deben ser soldaduras con demanda crítica; para más detalles ver Sección 3.7.4.2

(d) Zonas Protegidas

La región en cada extremo de la viga sujeta a deformaciones inelásticas debe ser diseñada como una zona protegida y deberán cumplir con los requerimientos de la Sección 7.4 del "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (ANSI/AISC 341-05). Una zona protegida es aquella que va a estar sometida a deformaciones inelásticas importantes y que por lo tanto no debe ser perturbada por otros sistemas de operación del edificio. La longitud de la zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta un medio del peralte de la viga más allá del centroide de la articulación plástica. La Figura 3.5 ilustra esquemáticamente la longitud de una zona protegida. Es importante recalcar que en el borrador para la revisión pública de ANSI/AISC 385-05, de mayo de 2008, la longitud de la zona protegida es igual al peralte de la viga para conexiones ANRS-AS.

3.7.6.3 Zonas de Panel y Placas de Continuidad en Conexiones Viga-Columna

(a) Resistencia al Cortante de la Zona de Panel

La resistencia al cortante de la zona de panel debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de las columnas obtenidos a partir de los momentos probables en los puntos de articulaciones plásticas. La resistencia de diseño al cortante es:

$$\phi_v R_v = 1.0 R_v \quad (3.14)$$

en donde ϕ_v es el factor de reducción de resistencia al corte, que en este caso es 1.0 y R_v es la resistencia nominal al cortante de acuerdo al estado límite de fluencia por cortante, determinada según la Sección J de ANSI/AISC 341-05.

(b) Espesor de la Zona de Panel

El espesor, t , de la zona de panel se rige por la ecuación:

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (3.15)$$

en donde w_z es el ancho de la zona de panel entre alas de columna y d_z es el peralte de la zona de panel medido entre las placas de continuidad, (ver Figura 3.5).

(c) Doble Placas en la Zona de Panel

Las doble placas deben soldarse a las alas de la columna usando soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC) o soldaduras de filete (SF) que desarrollen la resistencia al cortante disponible del espesor total de las doble placas.

Cuando las doble placas se coloquen en el alma de la columna, se deben soldar a lo largo de las partes superior e inferior a fin de desarrollar la proporción de la fuerza total que es transmitida a la doble placa. Cuando las doble placas se coloquen lejos del alma de la columna, deberán colocarse simétricamente en pares y soldadas a las placas de continuidad para desarrollar la proporción de fuerza total que es transmitida a la doble placa.

3.7.6.4 Limitaciones para vigas y columnas

Los requerimientos de la Sección 3.7.5.1 deben cumplirse, así como también lo descrito a continuación:

(a) Limitaciones ancho – espesor.

Las vigas y las columnas deben cumplir lo estipulado en la Sección 3.7.5.2, de lo contrario, éstas deberán ser calificadas mediante ensayos y análisis.

(b) Alas de las vigas.

Cambios abruptos en el área de las alas, en regiones de articulaciones plásticas no son permitidos; a menos que se efectúen las pruebas necesarias con el fin de demostrar que se consiguen articulaciones plásticas de comportamiento estable. La configuración debe ser consistente con una conexión precalificada de los códigos o publicaciones. Si se trabaja con una conexión nueva, deben efectuarse ensayos de calificación para su verificación.

3.7.6.5 Placas de Continuidad

Las placas de continuidad deben ser consistentes con la conexión precalificada diseñada en FEMA -350.

3.7.6.6 Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

La siguiente relación debe satisfacerse en la conexión viga – columna:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (3.16)$$

en donde $\sum M_{pc}$ es la suma de los momentos en la columna sobre y debajo de la intersección viga – columna y $\sum M_{pb}$ es la suma de momentos en las vigas en la intersección viga – columna. En la Figura 3.6 se muestran los diagramas de cuerpo libre que ayudan a calcular los valores de las fórmulas que se encuentran a continuación:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.17)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (3.18)$$

$$M_{uv} = V_p \left(x + \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.19)$$

en donde, $\sum M_{pc}$ se determina sumando las proyecciones de las resistencias nominales a flexión hasta el centroide de las columnas superior e inferior a la conexión de la viga con una reducción por la carga axial de la columna. $\sum M_{pb}$ se determina sumando las proyecciones de las resistencias a flexión de las vigas en los puntos de articulaciones plásticas hasta el centroide de la columna. A_g es el área gruesa de la columna; V_p es el cortante en la articulación plástica; F_{yc} es el esfuerzo de fluencia de la columna; M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación que produce el cortante en la articulación plástica hasta el centroide de la columna; P_{uc} es la fuerza de compresión requerida utilizando las combinaciones de carga del LFRD; Z_b es el módulo plástico de la viga y Z_c es el módulo plástico de la columna.

3.7.6.7 Arriostramiento lateral de vigas

Ambas alas de la viga deben estar lateralmente arriostradas, con un espaciamiento máximo de:

$$L_b = 0.086r_y \frac{E}{F_y} \quad (3.20)$$

en donde r_y es el radio de giro y E es el módulo de elasticidad del acero. El arriostramiento lateral debe colocarse cerca de cargas concentradas, cambios de sección transversal y otros sitios donde el análisis indica que se formará una articulación plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico especial resistente a momento. La resistencia requerida del arriostramiento lateral provisto adyacente a articulaciones plásticas debe ser:

$$P_u = 0.06 \frac{M_u}{h_o} \quad (3.21)$$

en donde h_o es la distancia entre centroides de alas. La colocación del arriostramiento lateral debe ser consistente con ANSI/AISC 360-05.

3.7.6.8 Empalmes de Columnas

Los empalmes de columnas deben cumplir lo especificado en la Sección 3.7.5.4. Adicionalmente, es importante acotar que debe usarse soldadura de ranura de penetración completa, que cumpla con los requerimientos de la Sección 3.7.4.2, para realizar los empalmes. Además, las barras de respaldo deben ser removidas.

Es importante resaltar que cuando los empalmes de las columnas no sean realizados con soldadura de ranura, estos deben tener una *resistencia requerida a flexión* como mínimo igual a $R_y F_y Z_x$, de la columna más pequeña. La *resistencia requerida a corte* de los empalmes del alma de la columna debe ser por lo menos igual a $\Sigma M_{pc}/H$, donde M_{pc} es la suma de las

resistencias nominales plásticas a flexión de las columnas por encima y por debajo del empalme.

3.8 Procedimiento de Diseño de PEARM con conexiones ANRS-AS.

El procedimiento de diseño de un edificio con PEARM con conexiones ANRS-AS es descrito a continuación:

3.8.1 Paso 1: Suposiciones iniciales recomendadas

Para este proceso se recomienda algunas suposiciones iniciales para el diseño:

1. Para el prediseño y diseño de las vigas se utiliza la fórmula:

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (3.22)$$

en donde Z_x es el módulo plástico de sección; M_u es el momento de diseño debido a la combinación de las cargas

gravitacionales y sísmicas; y ϕ es el factor de reducción de resistencia a flexión, que es igual a 0.90.

2. El diseño de las columnas de un PEARM generalmente es gobernado por el criterio de columna fuerte – viga débil. Por lo tanto, para el prediseño y diseño de las columnas se utilizará este criterio, el mismo que se detalla en la Sección 3.7.6.6.
3. Las secciones de vigas y columnas utilizadas deben ser sísmicamente compactas. Es decir, que para las vigas y columnas se utilizarán los límites λ_{ps} , obtenidos de la Tabla 3.6:

$$\text{Alas de vigas:} \quad \lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.23)$$

$$\text{Almas de vigas:} \quad \lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.24)$$

$$\text{Columnas:} \quad \lambda_{ps} = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.25)$$

en donde E es el módulo de elasticidad del acero y F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

4. Las vigas secundarias fueron diseñadas como simplemente apoyadas. A fin de lograr una estructura económica, se consideró que las vigas secundarias actúen como sección compuesta con la losa de concreto reforzado (con malla electrosoldada).

3.8.2 Paso 2: Determinación de las Fuerzas Laterales Equivalentes

Las secciones del sistema estructural con conexiones ANRS-AS fueron diseñadas tomando en consideración que las columnas y vigas principales son parte de un pórtico de acero especial resistente a momento (PEARM). Un pórtico PEARM está definido por el AISC como "aquel que debe resistir deformaciones inelásticas significativas cuando está sujeto a fuerzas resultantes provenientes del sismo de diseño".

Del código (IBC 2003 y ASCE/SEI 7-05) se obtienen los siguientes parámetros para el procedimiento de fuerzas laterales equivalentes:

- Factor de modificación de respuesta, R ;
- Cortante basal de diseño, V_{dis} ;
- La fuerza lateral equivalente aplicada en cada piso F_x y F_y ; y
- La máxima deriva permisible, θ_a

3.8.3 Paso 3: Realizar análisis elástico

Luego de realizar el análisis con las fuerzas laterales equivalentes incorporadas al modelo, se hace un análisis elástico del pórtico. Con este modelo se determinan las fuerzas internas en los elementos y las derivas de entrepiso. De esta manera se puede comprobar si el sistema estructural satisface los criterios de resistencia y de derivas adecuadamente. Lo más probable es que el criterio de derivas de entrepiso controle el diseño del PEARM en este paso. Si los criterios del código no se satisfacen, se deben cambiar las secciones de vigas y/o columnas. Como las fuerzas laterales equivalentes son función

del período del edificio, el cual a su vez es función de las secciones de las vigas y columnas, si se cambian las secciones de las vigas y/o columnas, se deben determinar nuevamente las fuerzas laterales equivalentes.

Es recomendable que el modelo elástico incluya zonas rígidas tanto en vigas como en columnas, para que las rigideces obtenidas del modelo elástico no sean muy distintas a las de un modelo más sofisticado que considere todo tipo de detalles de conexión.

Una vez que se han seleccionado las secciones de vigas y columnas y los requisitos del código han sido satisfechos, del análisis se obtienen los siguientes parámetros:

- Desplazamientos y deformaciones para el cortante basal de diseño (V_{dis});
 - Los momentos de diseño de la viga en la cara de la columna, M , determinados según la combinación de cargas gobernante; y
 - Las fuerzas axiales y momentos de diseño de las columnas determinados según la combinación de cargas gobernante.
-

3.8.4 Paso 4: Diseño de la conexión

Para el diseño de la conexión de alas no reforzadas soldadas y alma soldada, primero debe verificarse si se cumplen todas las limitaciones estipuladas por FEMA-350 para vigas y columnas.

A continuación de esta verificación se debe calcular el momento máximo probable M_{pr} :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y \quad (3.26)$$

Donde C_{pr} es un factor que considera la resistencia máxima de la conexión, influenciada por el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión; y donde R_y , Z_x y F_y fueron definidos anteriormente.

A continuación se calcula la fuerza cortante en el centro de la articulación plástica en cada extremo de la viga. Esta fuerza se la puede determinar por medio de un diagrama de cuerpo libre de la porción central de la viga, tal como se muestra en la

Figura 3.6. Este diagrama de cuerpo libre deberá incluir el momento que se produce en cada articulación plástica y las cargas gravitacionales que actúan en la viga, donde el cortante sería, de forma general:

$$V_p = V_{grav} + V_{sism} \quad (3.27)$$

Luego de este procedimiento se debe calcular los valores M_c y C_y , que son el momento plástico en el centro de la columna en la conexión y el coeficiente de fluencia en una conexión. El momento M_c , se lo determina por medio de un diagrama de cuerpo libre de la porción entre las rótulas plásticas de las vigas adyacentes a la columna, tal como se muestra en la Figura 3.7.

Finalmente, a partir de estos resultados se determinarán los espesores de la zona de panel y de las placas de continuidad.

3.8.5 Paso 5: Diseño de las Placas de Continuidad.

3.8.5.1 Espesor de las Placas de continuidad

El espesor de las placas se debe determinar como se especifica a continuación:

- Para conexiones exteriores las placas de continuidad deben tener como espesor mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- Para conexiones interiores, el espesor de las placas de continuidad debe ser por lo menos igual al espesor mayor de las alas de las dos vigas que se encuentran a cada lado de la columna.

Las placas de continuidad deben cumplir con los requerimientos de la Sección J10 de las especificaciones AISC-LFRD.

3.8.5.2 Unión de la Placa de Continuidad con la Columna

Las placas de continuidad deben estar soldadas a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa, mientras que las placas de continuidad pueden estar soldadas al alma de la columna mediante soldadura de filete. La resistencia requerida de la suma de las conexiones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna debe ser la menor de las siguientes:

- La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad al ala de la columna que tienen unión a las alas de la viga.
 - La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
 - La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna.
 - La suma de las resistencias de fluencia probables en las alas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.
-

3.8.6 Paso 6: Diseño de la Zona de Panel

Para el diseño de la Zona de Panel referirse a la Sección 3.7.6.3

3.8.7 Paso 7: Realizar Análisis No Lineales

Se recomienda un análisis estructural no-lineal para edificios PEARM con conexiones ANRS-AS con diferentes disposiciones estructurales respecto al estudiado en esta investigación. Pueden desarrollarse análisis estáticos laterales no-lineales (pushover) con un modelo que incluya todos los detalles de una conexión ANRS-AS. También puede desarrollarse un análisis no-lineal con registros de aceleraciones. Los resultados de los análisis deben ser verificados para asegurar que se satisfagan los objetivos de diseño y los criterios de diseño.

Este paso debe ser omitido para edificaciones con PEARM que tengan una disposición estructural similar a la del edificio prototipo estudiado en esta investigación con tal de que el

modelo elástico de la estructura incluya la flexibilidad de la zona de panel y las placas de refuerzo.

3.9 Resumen.

En este capítulo se presentó el diseño basado por desempeño para diseñar un PEARM con conexiones ANRS-AS. Se definieron objetivos de diseño que relacionan el nivel de desempeño sísmico de edificios con el nivel sísmico esperado. A continuación, se describieron los objetivos y criterios de diseño sísmico; para finalizar con el procedimiento paso a paso de diseño de un PEARM con conexiones ANRS-AS.

Tabla 3.1 Niveles de Desempeño de Edificios (Tomado de FEMA-350, SAC 2000).

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

Tabla 3.2 Niveles de Desempeño Estructural (Tomado de FEMA-350, SAC 2000).

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

Tabla 3.3 Niveles de Desempeño Sísmico para PEARM (Tomado FEMA-273, ATC 1997)

Elementos	Seguridad de Vida PEARM
Viga	Formación de articulaciones Pandeo local de algunas vigas
Columna	Formación de articulaciones en la base de las columnas del primer entrepiso
Conexión	Fracturas de ciertas conexiones
Deriva residual de Entrepiso	2,5 % (transitoria) 1% (residual)

Tabla 3.4 Demandas Estructurales Amplificadas Basadas en el código

Demanda	donde...
$\Delta_{total,DBE} = C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}$ $\Delta_{total,MCE} = 1.5 C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}$	$C_{\xi} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_{5\%}}}{\sqrt{1 + 25\xi}}$ $C_T = \frac{T_{dis}}{T_1}$
$\theta_{total,DBE} = \frac{C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}}{h_f}$ $\theta_{total,MCE} = \frac{1.5 C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}}{h_f}$	---
$\theta_{DBE} = \frac{C_{\theta} C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}}{h_f}$ $\theta_{MCE} = \frac{1.5 C_{\theta} C_{\xi} C_T R \Delta_{el-dis}}{h_f}$	$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{total}} = 1.5$

Tabla 3.5 Valores de R_y y R_t para distintos tipos de acero (Tomado de "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" ANSI/AISC 341-05)

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A572/572M Grade 42 (290)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A529 Grade 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Grade 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500 (Grade B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A588/A588M	1.1	1.2

Tabla 3.6 Límites para relaciones ancho espesor para elementos sísmicamente compactos a compresión (Tomado de "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" ANSI/AISC 341-05)

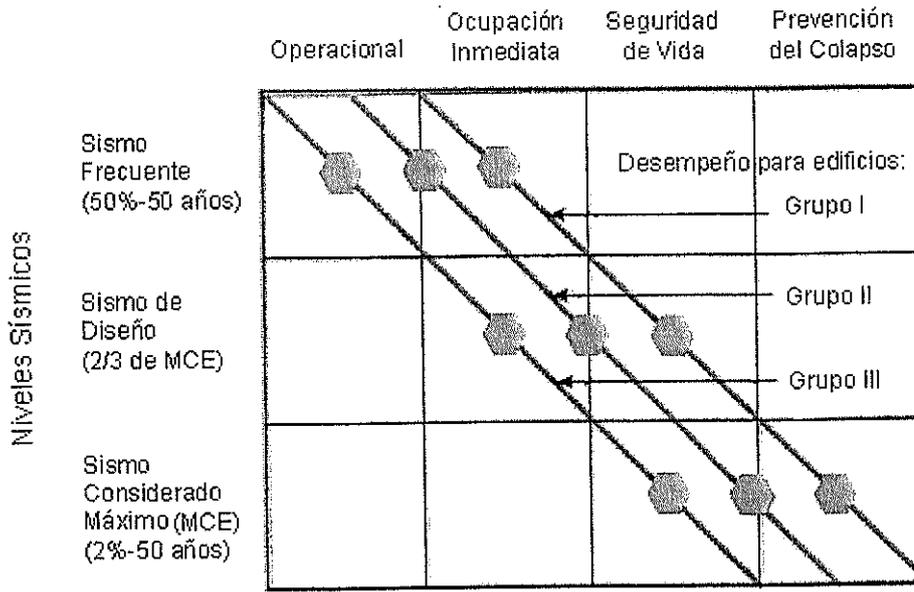
Description of Element	Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
		λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$

Note: See continued Table I-8-1 for stiffened elements.

Tabla 3.6 (Continuación) Límites para relaciones ancho espesor para elementos sísmicamente compactos a compresión (Tomado de "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" ANSI/AISC 341-05)

Description of Element	Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
		λ_{ps} (seismically compact)
Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise	h/t_w	$2.45 \sqrt{E/F_y}$
Webs in flexural compression or combined flexure and axial compression [a], [c], [g], [h], [i], [j]	h/t_w	for $C_s \leq 0.125$ [k] $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_s)$
		for $C_s > 0.125$ [k] $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_s) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	D/t	$0.044 E/F_y$
Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	b/t or h/t_w	$0.64 \sqrt{E/F_y}$
Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$

Niveles de Desempeño de Edificaciones



Nota: ASCE/SEI 7-05 usa Categoría de Ocupación en lugar de Grupos de Uso Sísmico

Figura 3.1 Objetivos Mínimos del Diseño por Desempeño para los diferentes Grupos de Uso Sísmico (GUS) de las edificaciones (Tomado de FEMA 350).

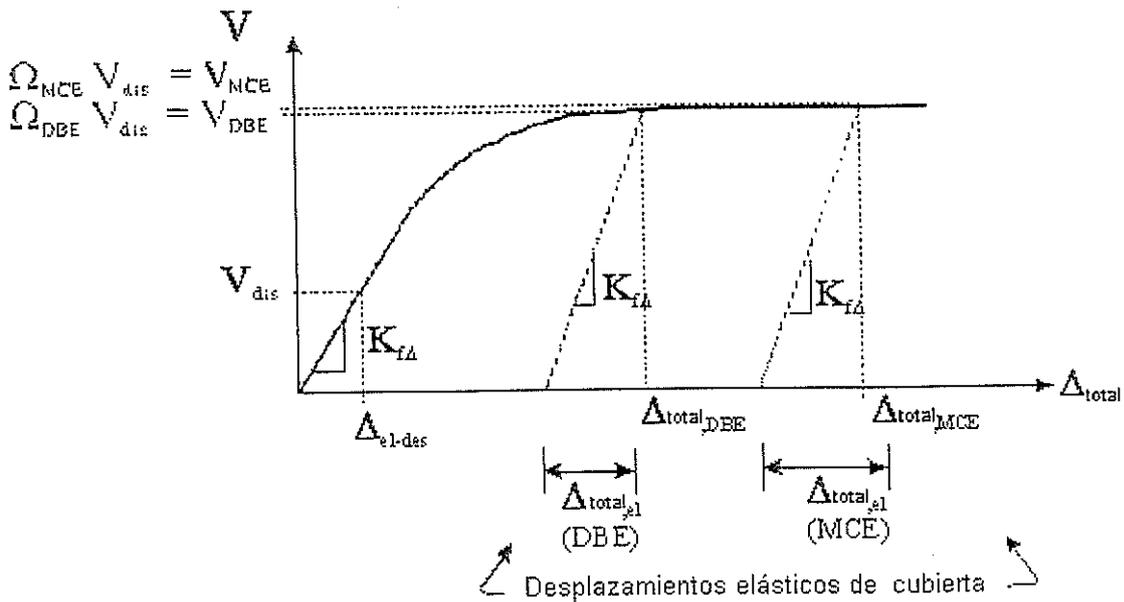


Figura 3.2 Respuesta típica V vs. Δ_{total} , de un PEARM

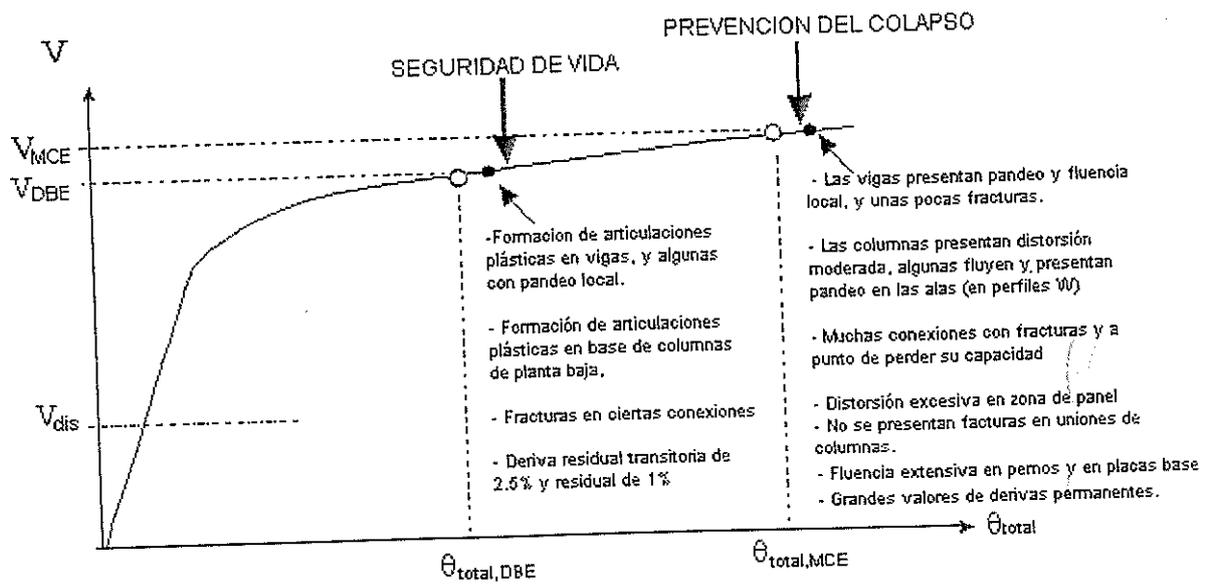
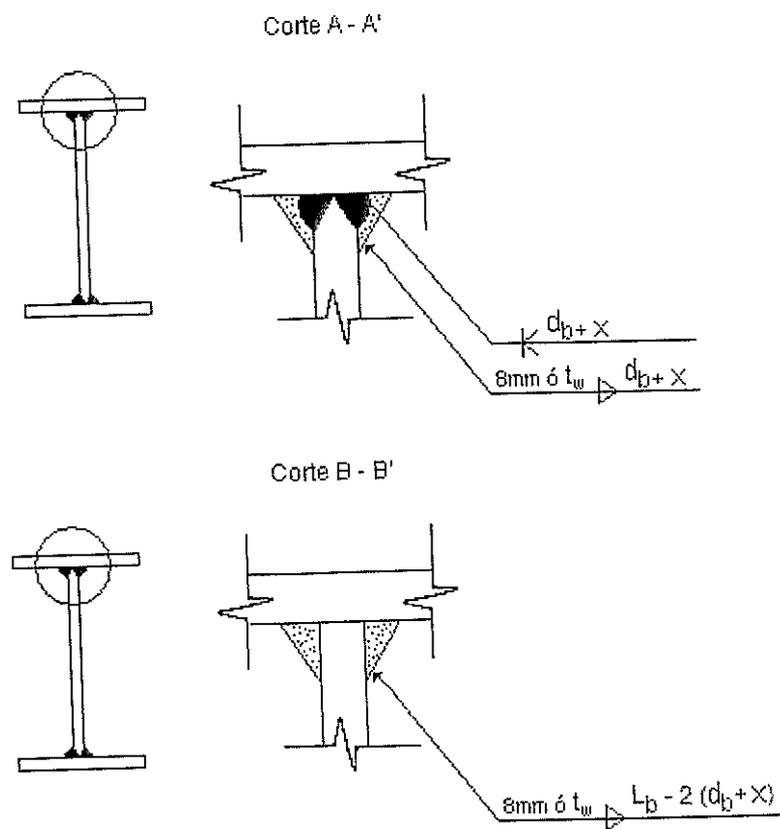
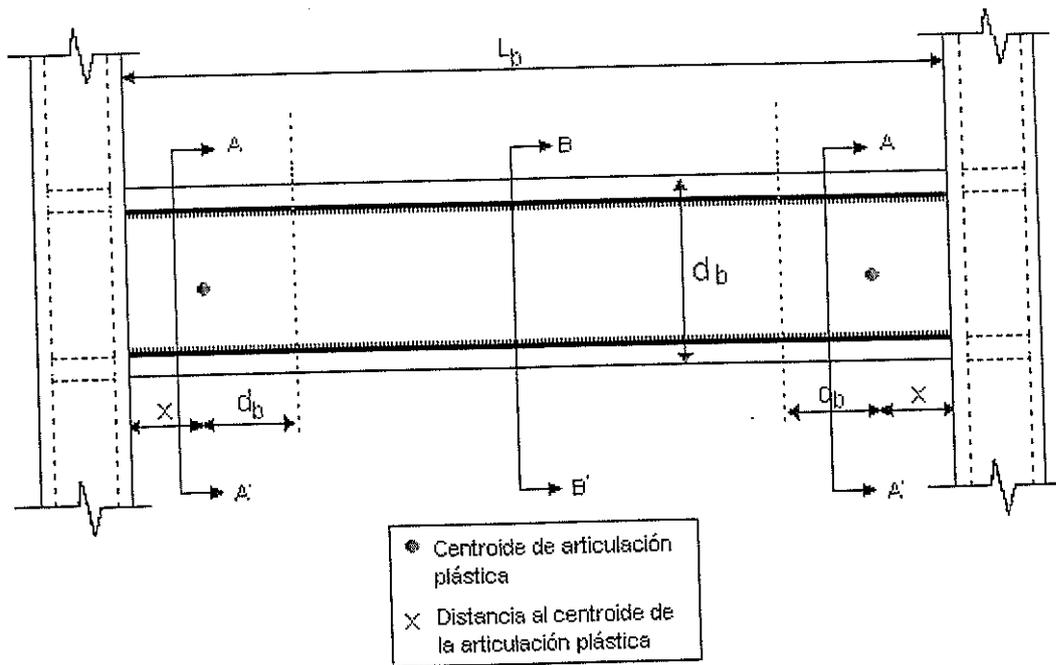
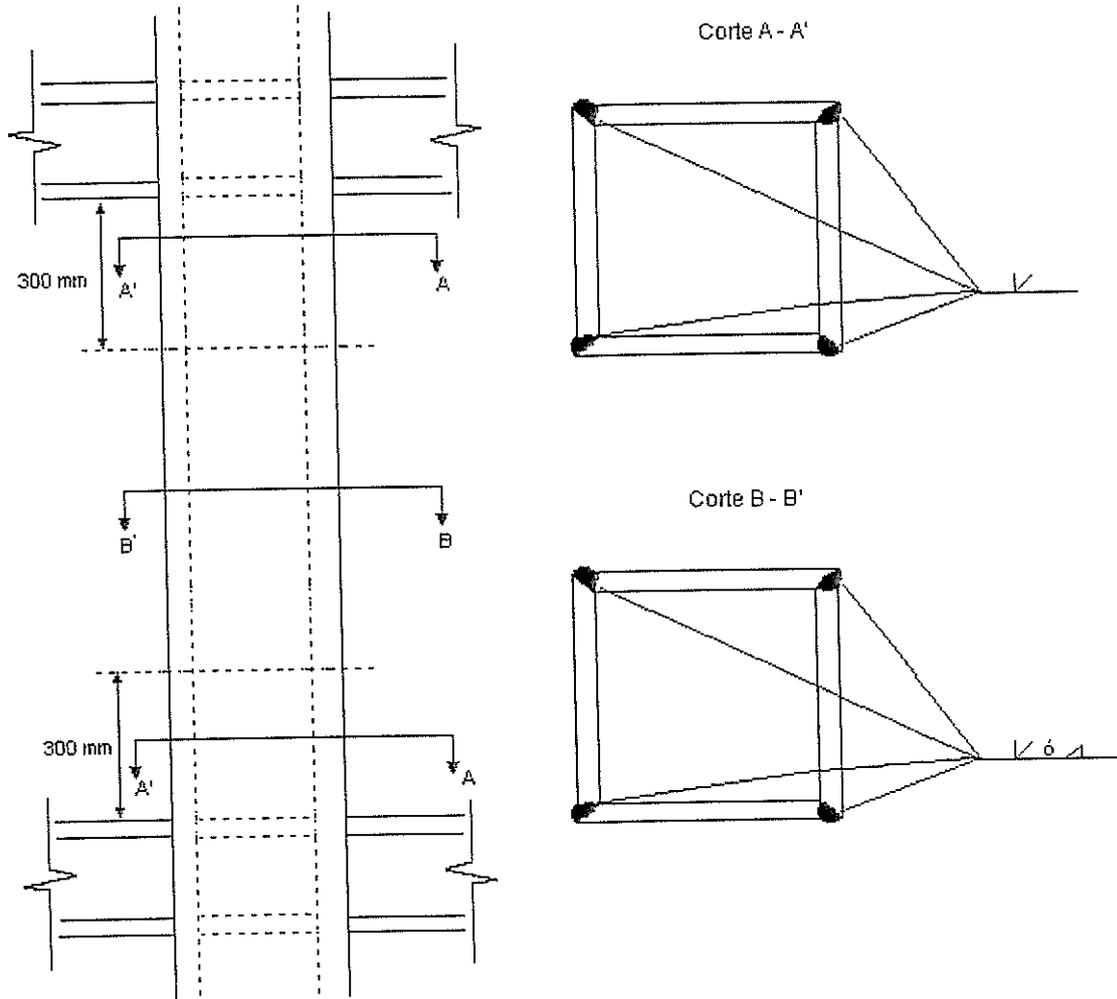


Figura 3.3 Objetivos de Diseño por Desempeño (ODD) relacionado a la respuesta global



(a) Soldadura en vigas

Figura 3.4 Esquema de soldadura de los perfiles fabricados a partir de planchas soldadas, de (a) vigas y (b) columnas.



(b) Soldadura en columnas

Figura 3.4 (continuación) Esquema de soldadura de los perfiles fabricados a partir de planchas soldadas, de (a) vigas y (b) columnas.

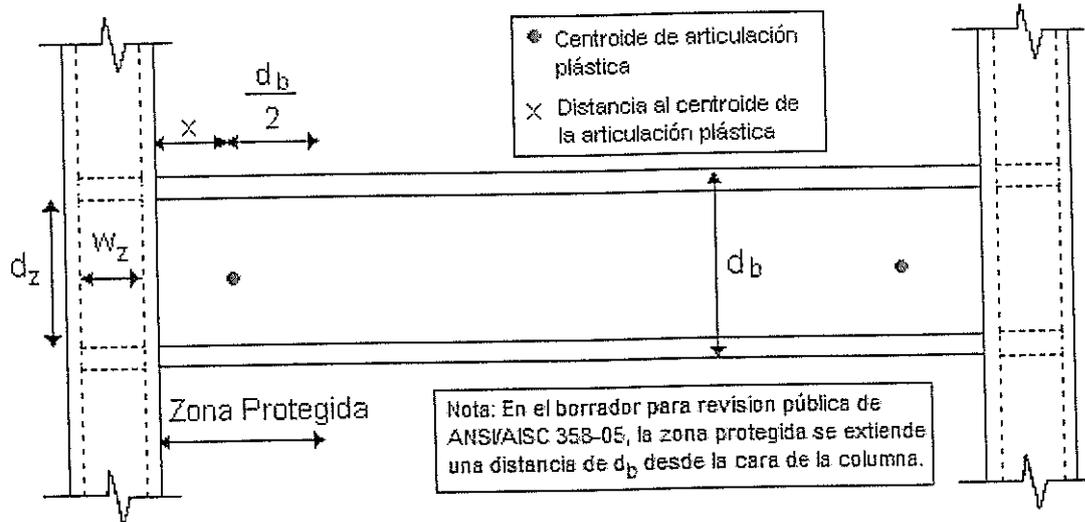


Figura 3.5 Ilustración esquemática de la longitud de una Zona Protegida y de las dimensiones de la zona de panel

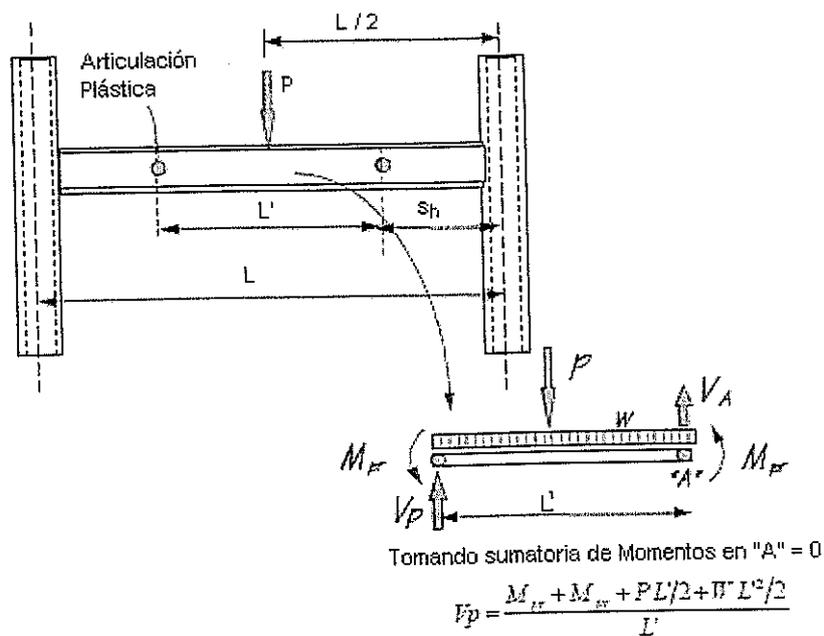


Figura 3.6 Ejemplo para el cálculo del cortante en la Articulación Plástica (Tomado de ANSI/AISC 358-05).

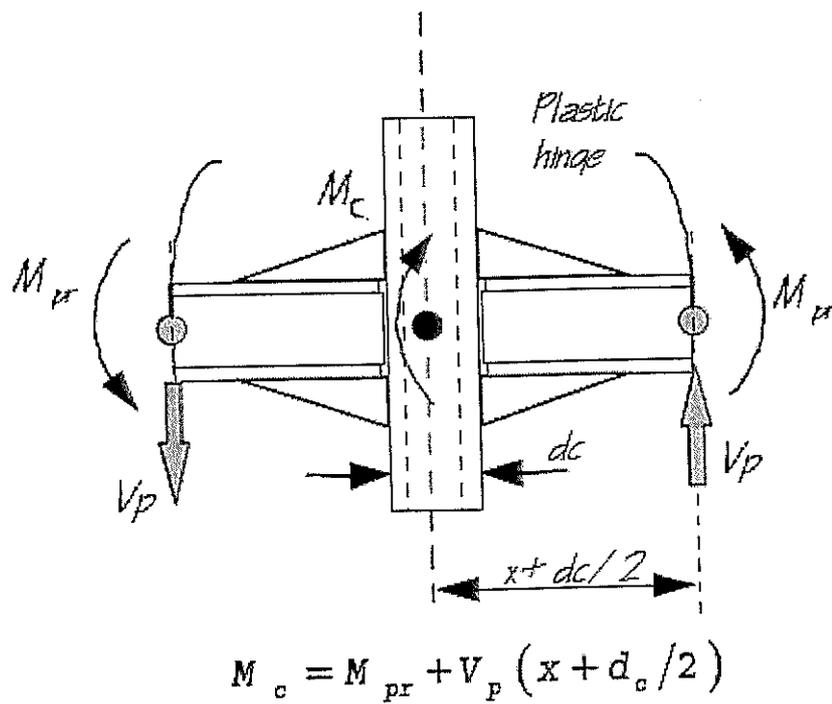


Figura 3.7 Diagrama de cuerpo libre a partir del centro de una rótula plástica de una viga hasta la rótula plástica de la otra viga de (Tomado de FEMA-350).

CAPÍTULO 4

4. DISEÑO DEL EDIFICIO PROTOTIPO.

4.1 Generalidades.

Este capítulo presenta el análisis estático lineal y el diseño del edificio prototipo que se estudia en este trabajo. El edificio prototipo está compuesto por pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM) con conexiones con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS).

Se describirá detalladamente las cargas a las cuales fue sometido el edificio, los resultados más relevantes del análisis estático lineal, el diseño del pórtico prototipo, para finalizar con el diseño de vigas, columnas y de la conexión no reforzada de alas y almas soldadas.

4.2 Planta y Elevación del Edificio Prototipo.

El edificio prototipo a analizar en este trabajo está diseñado para oficinas, consta de seis pisos y está ubicado sobre suelo rígido.

La disposición en planta de los pórticos del edificio prototipo se muestra en la Figura 4.1. La elevación del edificio con la distribución de las alturas de entrepiso se muestra en la Figura 4.2. El edificio tiene seis luces de 9.15 metros (30 pie) en ambas direcciones y su altura es 24.60 metros (80 pie) medidos desde la planta baja. El edificio está compuesto por 7 PEARM en cada dirección, los mismos que resisten las cargas gravitacionales y sísmicas. El diseño de estos pórticos se detalla en la Sección 4.5. Todas las vigas secundarias están orientadas en dirección paralela al eje Y global, tal como se observa en la Figura 4.1 y están separadas cada 2.28 metros (7.5 pie). Además se asume que las vigas secundarias

trabajan como sección compuesta y se encuentran simplemente apoyadas.

El edificio se diseñó de manera simétrica para que: 1.) el centro de masas coincidiera con el centro de rigideces y 2.) evitar cualquier tipo de irregularidad horizontal y/o vertical.

4.3 Cargas

4.3.1 Cargas Gravitacionales y Masas Sísmicas

La carga muerta viene dada en toneladas por metro cuadrado (ton/m^2) y se detalla en la Tabla 4.1. La Tabla 4.2 muestra la carga viva requerida por el "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*" (ASCE/SEI 7-05), requerimientos que a su vez son adoptados por el "*Internacional Building Code*" (IBC) 2006 (ICC 2006) para oficinas.

La masa considerada en el análisis estático es el peso sísmico efectivo, W , dividido para la aceleración de la gravedad, g . W se lo calcula de acuerdo con las provisiones del ASCE/SEI 7-05. Los valores respectivos de las cargas para el cálculo de las

masas se presentan en la Tabla 4.1 mientras que los valores de las masas se muestran en la Tabla 4.3.

4.3.2 Fuerzas Laterales Equivalentes

Para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes se utilizó el procedimiento descrito por el ASCE/SEI 7-05. Las siguientes consideraciones se tomaron para el cálculo de las fuerzas:

1. El peso sísmico efectivo W ; que es la suma de los pesos de la losa, steelpanel, paredes, baldosas, vigas principales, secundarias y columnas. El valor del peso sísmico efectivo total del edificio es de 10334 toneladas.
 2. Categoría de Diseño Sísmico D y Factor de Importancia de Ocupación, I_E , igual a 1.0, valor que se considera para edificios para oficinas.
 3. El edificio está situado sobre un suelo rígido, correspondiente a la Clase de Sitio D .
-

4. Para la determinación de las aceleraciones del terreno, se utilizó el espectro determinístico correspondiente a un nivel sísmico MCE tal como lo estipula la sección 21.2.2 de los requerimientos estándar del ASCE/SEI 7-05. Se utilizaron los valores de 1.5 para la aceleración de respuesta espectral para período corto, S_s ; y 0.6 para la aceleración de respuesta espectral para un período de 1.0 segundo, S_1 .

 5. La estructura está compuesta por pórticos especiales de acero resistentes a momento. Las especificaciones estipulan un factor de modificación de respuesta $R = 8$ para pórticos especiales de acero resistentes a momento. Sin embargo, en este trabajo se ha utilizado un valor de $R = 6$ a fin de tomar en cuenta que en la ciudad de Guayaquil generalmente hay poca experiencia en edificios sismorresistentes de acero estructural. Esta poca experiencia se traduce en diseños inapropiados, mano de obra poco calificada y falta de inspectores de jerarquía (Cassagne 2008). Se recomienda investigar exhaustivamente valores apropiados de R para usar en este tipo de estructuras, no solo para suelos rígidos, sino también para otros tipos de suelos.
-

Usando las consideraciones mencionadas en los numerales 3 y 4, se puede determinar los coeficientes de sitio F_a y F_v , cuyos valores son 1.0 y 1.5, respectivamente. Con los valores de F_a y F_v se pueden calcular las aceleraciones de respuesta espectral de diseño para período corto, S_{DS} , y a un segundo, S_{D1} ; cuyos valores son 1.0 y 0.6, respectivamente.

El cortante basal sísmico, V_{dis} , es:

$$V_{dis} = C_s W \quad (4.1)$$

en donde W se describió anteriormente y C_s es el coeficiente sísmico de respuesta definido a continuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_E} \quad (4.2)$$

Los valores máximos y mínimos permitidos para C_s son:

$$(C_s)_{max} = \frac{S_{D1}}{(R/I_E)I} \quad (4.3a)$$

$$(C_s)_{\min} = 0.01 \quad (4.3b)$$

$$(C_s)_{\min} = \frac{0.5S_1}{(R/I)} \quad (4.3c)$$

en donde T es el periodo del edificio.

ASCE/SEI 7-05 provee un máximo valor permitido para T,

$$T_{\max} = C_u T_a \quad (4.4)$$

en donde C_u es 1.4 para $S_{D1} \leq 0.4$, y T_a es el periodo fundamental aproximado del edificio:

$$T_a = C_T h_n^x \quad (4.5)$$

Para pórticos de acero resistentes a momento C_t es igual a 0.028 y x es igual a 0.8. h_n es la altura del edificio desde la base hasta la parte más alta. Para el edificio prototipo T_{\max} es igual a 1.31 segundos.

Para el cálculo de C_s por resistencia; es decir, para el diseño de los elementos, el periodo que se utilizó en la ecuación 4.3a es:

$$T = T_{dis} = \min(T_{max}, T_1) \quad (4.6)$$

en donde T_1 es el periodo fundamental del edificio, o del pórtico analizado. El primer periodo, fundamental, del edificio es en Y y tiene un valor de 1.51 segundos, mientras que el segundo es en X y es 1.22, el T_{MAX} resultó 1.31. De esta manera, respetando la ecuación 4.6, se utilizó 1.31 segundos para Y y 1.22 segundos para X para el cálculo de C_s en la ecuación 4.3a. El cortante basal que se utiliza para determinar la resistencia se calcula con la formula 4.1.

Para determinar si el edificio cumple los límites de deriva, el cortante basal, calculado mediante la ecuación 4.1, se determina considerando que $T = T_1$ en la evaluación de C_s .

Del análisis anterior, es importante notar que en la dirección Y el cortante basal por resistencia es mayor que el empleado para determinar las derivas, mientras que para la dirección X, el cortante basal por resistencia es igual al empleado para determinar las derivas.

Para la distribución de las fuerzas en cada piso, se utilizó la fórmula:

$$F_{x,dix} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \cdot V_{dix} \quad (4.7)$$

en donde:

k es un exponente de distribución relacionado con el periodo del edificio. Para estructuras con periodos de 0.5s o menos, $k = 1$; para estructuras con periodos de 2.5s o mas, $k = 2$, y para estructuras con periodos entre 0.5 y 2.5, k se debe determinar con interpolación lineal; h_i y h_x son la altura desde la base hasta el nivel i o x; y w_i y w_x son la porción de W asignada al nivel i o x.

Las Tablas 4.4.a y 4.4.b presentan la distribución de fuerzas laterales y los cortantes de entrepiso para resistencia y derivas, aplicados al edificio en las direcciones Y y X, respectivamente.

4.3.3 Combinaciones de Cargas

Las cargas de diseño y las combinaciones fueron tomadas del ASCE/SEI 7-05. Las combinaciones de carga consideradas para el análisis del edificio prototipo fueron:

$$GRAV = 1.2D + 1.6L \quad (4.8)$$

$$EQ1 = 1.2D \pm E + 0.5L = 1.4D \pm \rho Q_E + 0.5L \quad (4.9)$$

$$EQ2 = 0.9D \pm E = 0.7D \pm \rho Q_E \quad (4.10)$$

en donde $E = \rho Q_E + 0.2 S_{Ds} D$ (con $S_{Ds} = 1.0$) es el efecto combinado de las fuerzas de sismo vertical y horizontal; Q_E es el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales; ρ es un factor basado en la redundancia del sistema, igual a 1.0 (ver ASCE/SEI 7-05); D es la carga muerta (ver Tabla 4.1); y L es la carga viva (ver Tabla 4.2).

4.4 Análisis Elástico del Edificio Prototipo.

Se utilizó el programa SAP 2000 (Habibullah y Wilson, 1997) para realizar un análisis estático lineal del edificio prototipo. Las

siguientes son las suposiciones más relevantes para el análisis del edificio.

- Todos los pórticos del edificio son resistentes a momento;
 - A nivel de la planta baja, las columnas se encuentran empotradas;
 - Se consideraron zonas rígidas para las vigas y columnas;
 - No se consideró la flexibilidad de la zona de panel;
 - Se asumió conexiones totalmente restringidas para todos los pórticos;
 - Un diafragma rígido une 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 PEARM;
 - Para modelar torsión accidental, recomendado por el ASCE/SEI 7-05, se ubicó otro nudo en cada piso a una distancia de 2.75 metros del centro de masas, excentricidad equivalente al 5% de la longitud del edificio. Las fuerzas laterales fueron ubicadas en estos nudos excéntricos;
 - No se tomó en cuenta la interacción del suelo – estructura; y
 - No se modeló la conexión ANRS-AS.
-

4.5 Diseño del Edificio.

El diseño del edificio prototipo, que se describe en esta sección, asume el uso de conexiones con ANRS-AS. El procedimiento de diseño se basó en los pasos detallados en la sección 3.8.

Las secciones finales del pórtico prototipo se muestran en las Tablas 4.5 (a) y (b). Las derivas de entrepiso controlaron la selección de las secciones de las vigas de los pórticos paralelos al eje Y. Se aplicó el criterio de columna fuerte – viga débil para el diseño de los pórticos especiales de acero resistente a momento, tal como lo recomienda el “*AISC Seismic Provisions*” (AISC 2005). En general, este criterio gobierna el diseño de las columnas del PEARM. Para la selección de los perfiles, se consideró que tanto las vigas principales como las columnas sean sísmicamente compactas.

4.5.1 Requerimientos de Derivas de Entrepiso

Con la ayuda del programa SAP 2000, se determinaron a partir de las deflexiones elásticas del edificio las deflexiones inelásticas por medio de la ecuación:

$$\delta_x = \frac{(C_d \cdot \delta_{xe})}{I} \quad (4.11)$$

en donde C_d es un factor amplificador de deflexión que depende del tipo de sistema que resiste las fuerzas sísmicas; δ_{xe} son las deflexiones elásticas obtenidas del SAP 2000; e I es el factor de importancia.

El valor de C_d utilizado en la presente investigación fue de 4.5. Este valor se obtiene multiplicando el valor de C_d recomendado por el ASCE/SEI 7-05, es decir 5.5, por el factor 6/8, el mismo que relaciona los coeficientes de modificación de respuesta usado en esta investigación ($R = 6$) y el propuesto por el ASCE/SEI 7-05 ($R = 8$). Es decir, $5.5 \times 6/8 = 4.13$, que redondeado es 4.5.

Una vez obtenidas las deflexiones inelásticas, se utilizó la siguiente ecuación para poder calcular las derivas de entrepiso:

$$\theta = \frac{(\delta_x - \delta_{x-1})}{h} \leq \theta_a \quad (4.12)$$

en donde $\bar{\delta}_x$ y $\bar{\delta}_{x-1}$ son las deflexiones inelásticas de los pisos x y $x-1$; h es la altura de entrepiso y θ_a es la deriva de entrepiso admisible. El valor de θ_a para edificios asignados a la categoría de ocupación I es de 0.02 radianes (2%).

Las Tablas 4.6 (a) y (b) y las Figuras 4.3 (a) y (b), muestran las derivas de entrepiso obtenidas de los análisis en las direcciones X y Y , respectivamente.

Otros resultados del análisis estático lineal se encuentran detallados en la Tabla 4.7, donde:

M_{dis} = el momento de diseño en la cara de la columna, obtenido del procedimiento lateral de fuerzas laterales equivalentes con el cortante basal V_{dis} ;

$M_{p,n}$ = el momento plástico nominal de la viga, igual a $\sigma_y Z$, en donde $\sigma_y = 2.5 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ y Z es el modulo de sección;

T_1 = periodo fundamental del edificio, o pórtico analizado; y

T_{dis} = periodo de diseño, utilizado para estimar V_{dis} .

4.5.2 Diseño de Columnas y Vigas

Tal como se mencionó anteriormente, el criterio de columna fuerte – viga débil controló el dimensionamiento de las columnas. Posteriormente, el diseño de los elementos fue realizado revisando en forma manual que los estados límites de los elementos más críticos no sean excedidos. Esta revisión fue complementada con el uso del post-procesador del programa SAP 2000.

Para el caso de las columnas, se revisó la ecuación de interacción y que la capacidad al cortante de las columnas sea mayor o igual a la demanda producida por las cargas gravitacionales y laterales.

Para el caso de las vigas, los estados límites considerados fueron:

- Estado límite de resistencia a la fluencia;
 - Estado límite de resistencia de fluencia al corte; y
 - Estado límite de serviciabilidad.
-

El estado límite de resistencia a la fluencia se revisó con la ecuación:

$$\varphi_b M_n = \varphi_b F_y Z_x \quad (4.13)$$

en donde $\varphi_b = 0.9$, F_y es 2.5 ton/cm^2 y Z_x es el módulo plástico de la viga.

El estado límite de resistencia a la fluencia al corte se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\varphi_v V_n = \varphi_v 0.6 F_{yw} A_w \quad (4.14)$$

en donde $\varphi_v = 0.9$, F_{yw} es el esfuerzo de fluencia del alma de la viga y A_w es el área del alma de la viga.

Para revisar serviciabilidad de los elementos, se calcularon las deflexiones en las vigas en donde todas las vigas cumplieron las siguientes relaciones:

$$\Delta_{L \max} \leq \frac{L}{360} \quad (4.15)$$

$$\Delta_{D+L, \max} \leq \frac{L}{240} \quad (4.16)$$

en donde $\Delta_{L, \max}$ es la máxima deflexión producida por la carga viva de servicio y $\Delta_{D+L, \max}$ es la máxima deflexión producida por las cargas de servicio muerta mas viva.

La Tabla 4.8 detalla los cálculos de las capacidades y de las demandas a flexión y a cortante de las vigas tanto en sentido X como en sentido Y.

4.5.3 Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

En esta sección se comprobará si el criterio de columna fuerte – viga débil se cumple para la conexión B2 (ver Figura 4.1) del primer piso del edificio. Las secciones de los miembros que convergen a esta conexión son una columna HSS 550 x 550 x 30, dos vigas de alas de 200 x 25 y alma de 600 x 10 (eje X), y dos vigas de alas de 200x20 y alma de 500x8 (en Y), (ver Tabla 4.5.a y 4.5.b). Pero, para calcular este criterio se debe considerar el eje de las vigas más resistente (eje X) y compararlo con el lado correspondiente de la columna.

El criterio de columna fuerte – viga débil se basa en la evaluación de las ecuaciones 3.16, 3.17, 3.19 y 3.18 presentadas en la sección 3.7.6.6, las mismas que por facilidad se repiten a continuación.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (3.16)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.17)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_x + M_{uv}) \quad (3.18)$$

$$M_{uv} = V_p \left(x + \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.19)$$

Todas las variables que intervienen en estas ecuaciones fueron definidas anteriormente.

Reemplazando en la ecuación 3.17 los siguientes valores: $Z_c = 12225 \text{ cm}^3$, $F_{yc} = 2.5 \text{ ton/cm}^2$, $P_{uc} = 492 \text{ ton}$ y $A_g = 624 \text{ cm}^2$, se tiene que:

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= 2 \cdot 12225 \left(2.5 - \frac{500}{624} \right) \div 100 \\ &= 415.33 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Para resolver el denominador de la ecuación 3.16 se sustituye la ecuación 3.19 en la 3.17, para luego reemplazar los valores: $R_y = 1.3$, $F_{yb} = 2.5 \text{ ton/cm}^2$, $Z = 4025 \text{ cm}^3$, $V_p = 80.3 \text{ ton}$ y $x + d_c/2 = 42.59 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned}\sum M_{pb} &= \sum \left(1.1 R_y F_{yb} Z_x + V_p \left(x + \frac{d_c}{2} \right) \right) \\ &= 2(1.1 \cdot 1.3 \cdot 2.5 \cdot 4025 + 80.3 \cdot 42.59) \div 100 \\ &= 356.19 \text{ ton} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

donde $x + d_c/2$ corresponde a la distancia desde el centro de la columna hasta el centro de la articulación plástica y V_p es el cortante producido en este último punto. Los valores de Z , $x + d_c/2$ y V_p se explican en la siguiente sección.

Luego aplicando la ecuación 3.16:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{415.33 \text{ ton} \cdot \text{m}}{356.19 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 1.17$$

El criterio de columna fuerte- viga débil se cumple.

4.5.4 Conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS)

En esta sección se diseñará la conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada ubicada en la intersección B2 (ver Figura 4.1) del primer piso del edificio. Los siguientes datos corresponden a las secciones ubicadas en el primer piso:

Columna HSS 550 x 550 x 30 (mm)

Viga alas de 200 x 25, alma de 600 x 10 (mm) en el sentido x.

$$F_{yc} = F_{yb} = 2.5 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{uc} = F_{ub} = 4.06 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Luz del tramo} = 9.15 \text{ m}$$

Primero se chequean las condiciones impuestas para las vigas:

1. Las vigas son secciones I fabricadas a partir de planchas soldadas, permitidas por las limitaciones de ANSI/AISC 358-05.

2. La viga tiene un peralte de 65cm, menor que el máximo permitido (peraltes de perfiles W36 ó W920).
3. La relación luz / peralte viga es $9.15/0.65 = 14$, mayor que 7, mínimo valor permitido para pórticos especiales resistentes a momento.
4. El espesor del ala de la viga es 25 mm, igual que el máximo permitido (25 mm).
5. Las relaciones ancho espesor deben satisfacer los límites del AISC *Seismic Provisions*:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.0 \quad , \quad \text{es menor que el máximo permitido}$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.50 .$$

6. La zona protegida es una porción de la viga que va desde la cara de la columna hasta un medio del peralte de la viga más allá del centroide de la articulación plástica

Condiciones impuestas para las columnas:

1. Las columnas son secciones columnas cajón fabricadas a partir de planchas soldadas, permitidas por las limitaciones del ANSI/AISC 358-05.
2. La viga deberá conectarse al alma de la columna.

3. La columna cajón fabricada a partir de planchas soldadas tiene un ancho de 550mm, menor al peralte máximo permitido (610mm).
4. Las relaciones ancho espesor deben satisfacer los límites del AISC *Seismic Provisions*:

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{55-6}{3} = 16.33, \text{ es menor que el máximo permitido}$$

$$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18.2$$

Ahora bien, para empezar el diseño de la conexión, se prosigue con el cálculo del momento máximo probable M_{pr} .

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y \quad (3.26)$$

$$M_{pr} = \left(\frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \right) \cdot R_y Z_x F_y \quad (4.17)$$

$$M_{pr} = 1.2 \cdot 1.3 \cdot 4025 \cdot 2.5 \div 100$$

$$M_{pr} = 157 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

A continuación se calcula el cortante en la articulación plástica:

$$V_p = V_{grav} + V_{sism} \quad (3.27)$$

$$V_{grav} = \frac{3P_u}{2} + \frac{w_{pp}L^2}{2} \quad (4.18)$$

Donde: P_u = carga puntual factorada, en combinación 1.2D+1.6L, transmitida de las vigas secundarias a las principales en el sentido X.

$$V_{grav} = \frac{3 \cdot 25.40}{2} + \frac{0.11 \cdot (8.16)^2}{2}$$

$$V_{grav} = 41.8 \text{ ton}$$

$$V_{sism} = \frac{2M_{pr}}{L'} \quad (4.19)$$

$$V_{sism} = \frac{2 \cdot (157)}{8.16} = 38.5 \text{ ton}$$

$$V_p = 80.3 \text{ ton}$$

en donde L' es la distancia entre articulaciones plásticas en la viga.

$$M_c = 157 + 80.3 \left(\frac{0.65}{3} + \frac{0.55}{2} \right)$$

$$M_c = 193 \text{ ton.m}$$

En cuanto al diseño de la zona de panel, para que la conexión resistente a momento tenga un desempeño sísmicamente aceptable, existen dos opciones:

- Que se produzca fluencia al corte en la zona de panel al mismo tiempo que fluencia por flexión de la viga; o
- Se diseñe la junta de tal manera que toda la fluencia ocurra en la viga.

El mejor resultado se alcanza cuando existe un balance entre la flexión de la viga y la distorsión de la zona de panel. Esto se logra cuando el espesor de la zona de panel satisface la siguiente ecuación:

$$t = \frac{C_y \sum M_c \frac{(h_p - d_b)}{h_p}}{(0.90)0.6F_{yc} R_y d_c (d_b - t_{fb})} \quad (4.20)$$

en donde h_p es el promedio entre las alturas de los entrepisos sobre y bajo la zona de panel, d_b es el peralte de la viga, $\sum M_c$ es el momento máximo probable en el centro de la columna o en la zona de panel, F_{yc} es el esfuerzo de fluencia mínimo

especificado de la columna, R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, d_c es el peralte de la columna, t_{fb} es el espesor del ala de la viga y C_y se calcula de la siguiente manera:

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_x}{S_b}} \quad (4.21)$$

en donde C_{pr} es el factor que depende del tipo de acero utilizado (Ecuación 4.17); Z_x es el módulo plástico de la sección de la viga y S_b es el módulo de sección de la viga. Para poder calcular el espesor de la zona de panel t , se calculan los siguientes valores:

$$C_y = 0.737$$

$$\sum M_c = 2 \cdot 193 = 386 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$t = 3.97 \text{ cm}$$

El espesor de la sección cajón de la columna es de 3 cm. Como la columna es un cajón, $2t_{cf} = 6 \text{ cm}$, que es mayor que 3.97 cm, por lo tanto no se requerirá doble placas.

Se necesitarán placas de continuidad a través del alma de la columna si el espesor del ala de la columna, t_{cf} , es menor que:

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{\frac{1.8 b_{fb} t_{fb} F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (4.22)$$

$$t_{cf} < \frac{b_{fb}}{6} \quad (4.23)$$

en donde b_{fb} es el ancho del ala de la viga, t_{fb} es el espesor del ala de la viga, F_{yb} es el esfuerzo de fluencia de la viga, R_{yb} es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la viga, F_{yc} es el esfuerzo de fluencia de la columna y R_{yc} es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna.

$$t_{cf} = 0.4 \sqrt{\frac{1.8 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot 1.3}{2.5 \cdot 1.3}}$$

$$t_{cf} = 3.79 \text{ cm}$$

$$\frac{b_f}{6} = 3.33 \text{ cm}$$

El espesor del ala de la columna es 3 cm, menor que 3.33cm, por lo tanto se requieren placas de continuidad. Los espesores de las placas de continuidad serán de 4 cm, valor que es esencialmente igual a los obtenidos por medio de las ecuaciones 4.22 y 4.23.

4.6 Resumen.

En este capítulo se presentaron las características generales del edificio prototipo, las cargas al que éste se encuentra sometido y los pórticos que lo componen. Posteriormente, se describió brevemente el modelo matemático del edificio prototipo, objeto de la presente investigación.

Adicionalmente se realizó un análisis estático lateral del cual se obtuvieron los resultados más relevantes, para así proseguir con el diseño de los elementos del edificio: columnas, vigas y la conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada.

Tabla 4.1 Carga Muerta para el Edificio Prototipo

DESCRIPCION	CARGA (ton/m ²)	CARGA (N/m ²)
Baldosas	0,12	1177
Paredes	0,15	1472
Losa (9 cm)	0,22	2158
Ductos y Varios	0,03	294
Peso Propio (Vigas + Columnas)	0,07	687
TOTAL	0,59	5788

Tabla 4.2 Carga Viva para Edificio Prototipo

DESCRIPCION	CARGA (ton/m ²)	CARGA (N/m ²)
Carga Viva para Oficinas	0,25	2453
TOTAL	0,25	2453

Tabla 4.3 Valores de las masas del Edificio Prototipo

Piso	W _i	m _i	m _{rot}
	ton	ton seg ² /m	ton seg m
6	1490	152	76242
5	1729	176	88500
4	1752	179	89700
3	1752	179	89700
2	1775	181	90700
1	1835	187	94000

Tabla 4.4 (a) Fuerzas Laterales Equivalentes y Cortantes de Entrepiso para la dirección Y del edificio

Piso	Fuerzas Laterales Equivalentes en Y (T)		Cortantes de Entrepiso en Y (T)	
	Resistencia (T = 1,31s)	Deriva (T =1,51s)	Resistencia (T = 1,31s)	Deriva (T =1,51s)
6	262	226	266	226
5	199	172	461	398
4	146	127	607	525
3	101	87	708	612
2	59	51	767	663
1	25	22	792	685

Tabla 4.4 (b) Fuerzas Laterales Equivalentes y Cortantes de Entrepiso para la dirección X del edificio

Piso	Fuerzas Laterales Equivalentes en X (T)		Cortantes de Entrepiso en X (T)	
	Resistencia (T = 1,22s)	Deriva (T =1,22s)	Resistencia (T = 1,22s)	Deriva (T =1,22s)
6	267	267	267	267
5	213	213	480	480
4	161	161	641	641
3	111	111	752	752
2	67	67	819	819
1	30	30	849	849

Tabla 4.5 Dimensiones de los miembros estructurales y no estructurales del edificio.

(a) Dimensiones de las Vigas Principales

VIGAS PRINCIPALES				
PISO	Paralelas al Eje X		Paralelas al Eje Y	
	ALAS	ALMA	ALAS	ALMA
	mm	mm	mm	mm
6	200x20	600x10	200x15	500x8
5	200x20	600x10	200x15	500x8
4	200x22	600x10	200x20	500x8
3	200x22	600x10	200x20	500x8
2	200x25	600x10	200x20	500x8
1	200x25	600x10	200x20	500x8

(b) Dimensiones de las Vigas Secundarias y Columnas

VIGAS SECUNDARIAS Y COLUMNAS			
PISO	VIGAS SECUNDARIAS		COLUMNAS
	ALAS	ALMA	
	mm	mm	
6	150x6 - 150x8	450x5	HSS 450 x 450 x 22
5	150x6 - 150x8	450x5	HSS 450 x 450 x 22
4	150x6 - 150x8	450x5	HSS 500 x 500 x 25
3	150x6 - 150x8	450x5	HSS 500 x 500 x 25
2	150x6 - 150x8	450x5	HSS 550 x 550 x 30
1	150x6 - 150x8	450x5	HSS 550 x 550 x 30

Tabla 4.6 Derivas de entrepisos obtenidas para el análisis en las direcciones X i Y.

(a) Derivas de entrepiso obtenidas para el análisis en la dirección X

PISO	$\bar{\delta}_{xe}$ (m)	$\bar{\delta}_x$ (m)	$\theta = (\bar{\delta}_{xi} - \bar{\delta}_{xi-1}) / h$	$\theta < \theta_a$
	(elástico)	(inelástico)	(%)	$\theta_a = 2 \%$
6	0.0541	0.2435	0.65	correcto
5	0,0484	0.2178	1.03	correcto
4	0,0393	0.1769	1.19	correcto
3	0,0288	0.1296	1.31	correcto
2	0,0173	0.0779	1.15	correcto
1	0,0072	0.0324	0.71	correcto

(b) Derivas de entrepiso obtenidas para el análisis en dirección Y

PISO	$\bar{\delta}_{ye}$ (m)	$\bar{\delta}_y$ (m)	$\theta = (\bar{\delta}_{yi} - \bar{\delta}_{yi-1}) / h$	$\theta < \theta_a$
	(elástico)	(inelástico)	(%)	$\theta_a = 2 \%$
6	0.0682	0.3069	0.92	correcto
5	0.0601	0.2705	1.34	correcto
4	0.0483	0.2174	1.51	correcto
3	0.035	0.1575	1.63	correcto
2	0.0206	0.0927	1.43	correcto
1	0.008	0.0360	0.79	correcto

Tabla 4.7 Resultados del Análisis Elástico Lineal

	Piso	Pórtico en X	Pórtico en Y
M_{dis} (ton-m)	6	45	22
	5	69	31
	4	78	40
	3	83	43
	2	86	43
	1	81	37
M_{dis}/M_{pn}	6	0.53	0.43
	5	0.82	0.61
	4	0.86	0.62
	3	0.91	0.67
	2	0.85	0.67
	1	0.80	0.57
T_1 (seg)	-	1,22	1,51
T_{dis} derivas (seg)	-	1,22	1,51
T_{dis} resist (seg)	-	1,22	1,31
$K_{f\Delta}$ (Ton/mm)	-	15.7	10.0
$\Delta_{ultimo\ piso - resist}$ (mm)	6	54.1	78.9
$\Delta_{ultimo\ piso - deriv}$ (mm)	6	54.1	68.2

Tabla 4.8 Capacidades y Demandas de las Vigas en sentido X y Y

(a) Flexión

Piso	Vigas en X			Vigas en Y		
	$\phi_b M_n$	M_u	$M_u / \phi_b M_n$	$\phi_b M_n$	M_u	$M_u / \phi_b M_n$
	ton-m	ton-m		ton-m	ton-m	
6	76	45	0,59	46	22	0,48
5	76	69	0,91	46	31	0,67
4	82	78	0,95	58	40	0,69
3	82	83	1,01	58	43	0,74
2	91	86	0,95	58	43	0,74
1	91	81	0,89	58	37	0,64

(b) Cortante

Piso	Vigas en X			Vigas en Y		
	$\phi_v V_n$	V_u	$V_u / \phi_v V_n$	$\phi_v V_n$	V_u	$V_u / \phi_v V_n$
	ton	ton		ton	ton	
6	81.0	25	0.31	54.0	10	0.19
5	81.0	33	0.41	54.0	13	0.24
4	81.0	35	0.43	54.0	15	0.28
3	81.0	36	0.44	54.0	16	0.30
2	81.0	37	0.46	54.0	16	0.30
1	81.0	36	0.44	54.0	15	0.28

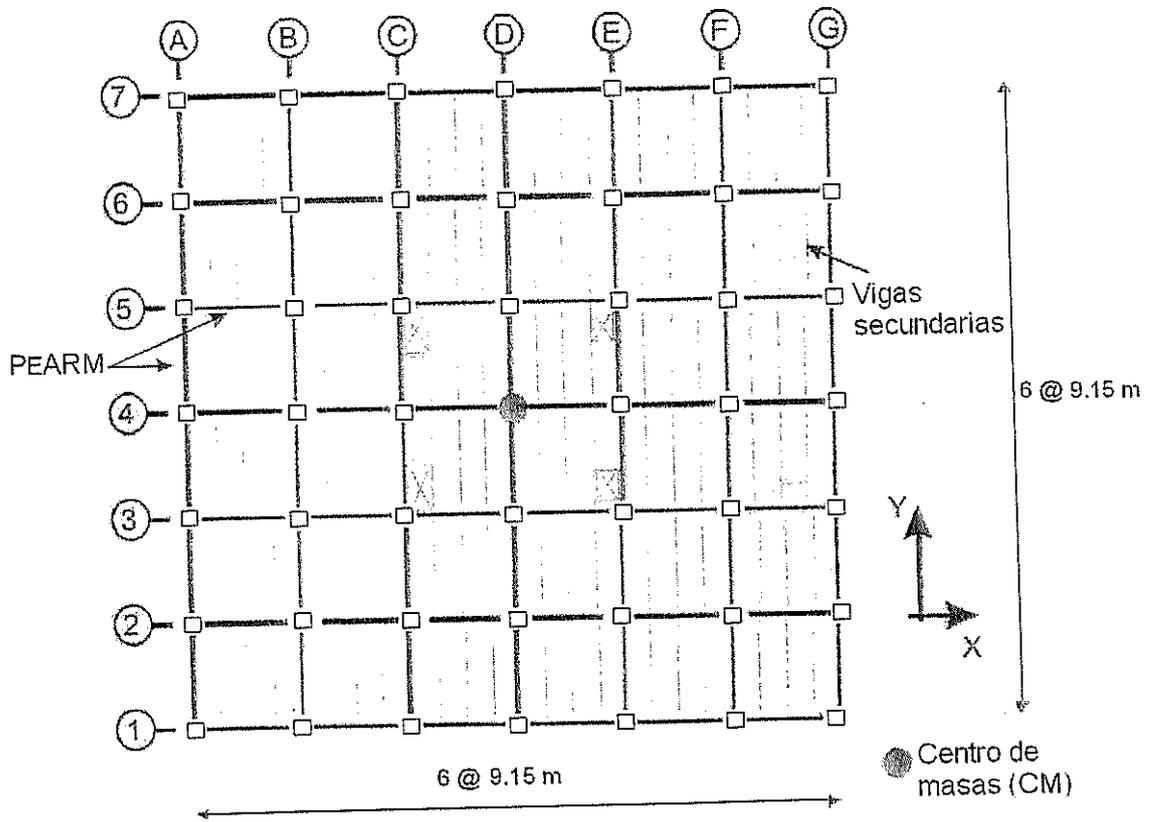


Figura 4.1 Planta del edificio prototipo

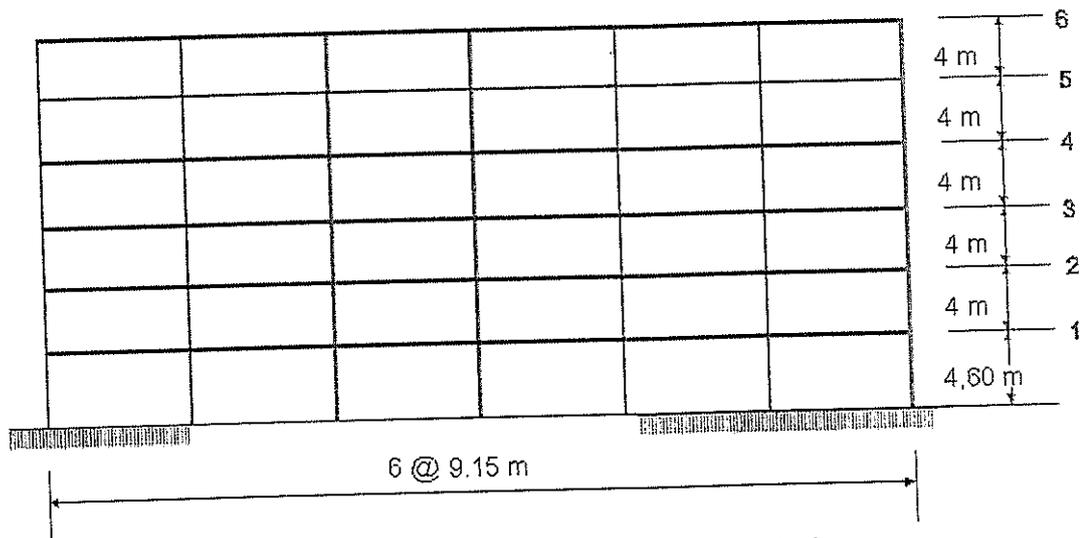


Figura 4.2 Elevación del edificio prototipo

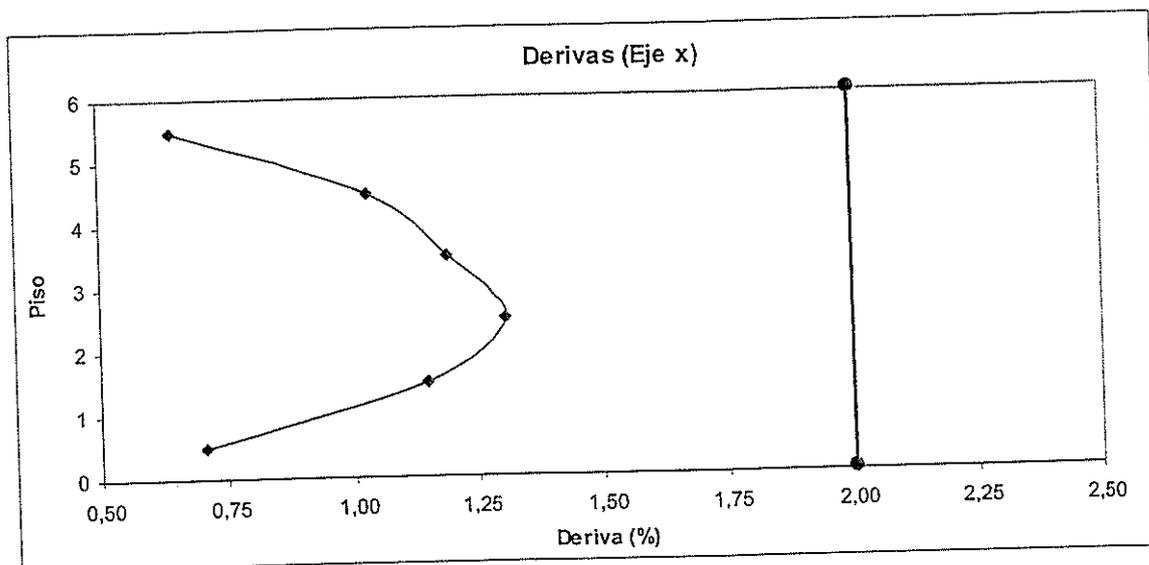


Figura 4.3 (a) Derivas de entrepiso obtenidas del análisis en dirección X

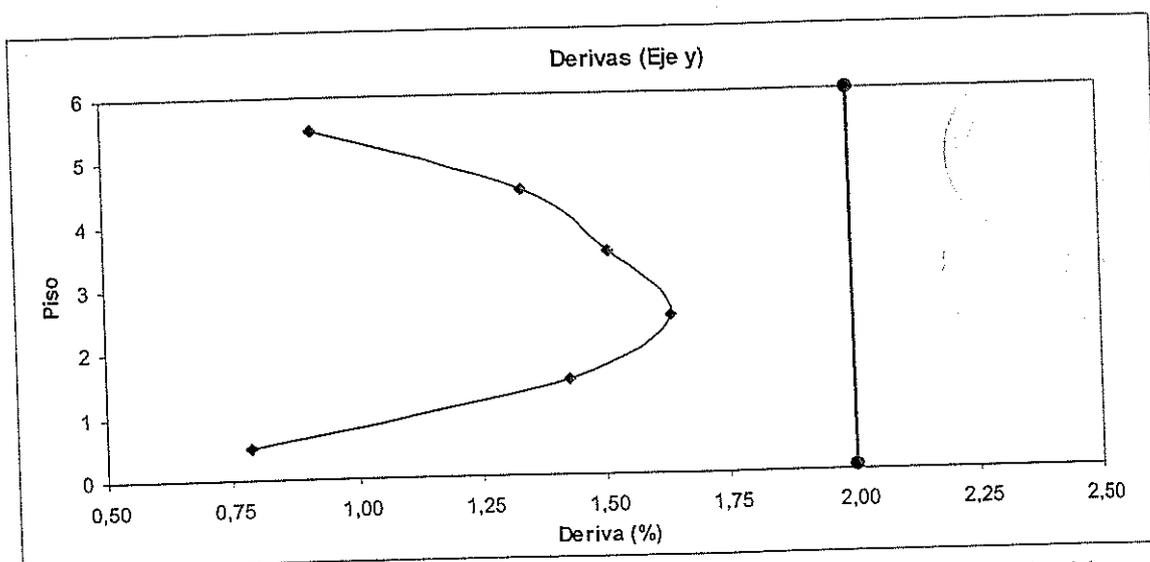


Figura 4.3 (b) Derivas de entrepiso obtenidas del análisis en dirección Y

Figura 4.3 Derivas de entrepiso

CAPITULO 5

5. MODELO ANALITICO DEL EDIFICIO PROTOTIPO

5.1 Generalidades.

Este capítulo describe el modelo analítico de un pórtico de la estructura prototipo estudiada en esta investigación. Es justificable nuevamente recordar que la estructura prototipo posee un sistema resistente a fuerzas laterales y gravitacionales (PEARM). El sistema resistente a fuerzas laterales de esta estructura presenta conexiones con alas no reforzadas soldadas y alma soldada con soldadura de ranura de penetración completa, y se las puede considerar como

conexiones restringidas. El diseño de la estructura prototipo fue presentado en el capítulo 4.

Un modelo bidimensional del PEARM en el sentido más débil de la estructura (vigas de menor peralte) es presentado en este capítulo. El programa DRAIN-2DX (et al Prakash, 1993) es usado para el modelo analítico del pórtico. La Figura 5.1 muestra el pórtico modelo a ser utilizado para los análisis.

5.2 Modelo de Vigas, Columnas y Conexiones.

La Figura 5.2 presenta los detalles usados para modelar las vigas, columnas y conexiones del PEARM. A continuación se presenta una breve descripción de dichos modelos.

5.2.1 Modelo de Vigas.

El grupo 1 de elementos (G1) mostrado en la Figura 5.2 modela las vigas con elementos fibra. El elemento fibra es un modelo de plasticidad distribuida; es decir, que la respuesta no-lineal inelástica de un miembro es distribuida a lo largo de su longitud y sección transversal. El elemento se divide en un número de

segmentos cuyo comportamiento es monitoreado en cada una de las fibras que conforman los segmentos. Cada fibra tiene una distancia especificada al eje de referencia, área y una relación esfuerzo- deformación unitaria definida. La distribución de las fibras, en la sección transversal de la viga, fue determinada por Rojas (2003) de tal forma que las alas de la viga están compuestas por dos fibras y el alma de la misma por ocho, dando un total de 12 elementos fibra (ver Figura 5.3). Las deformaciones por cortante fueron incluidas.

Ojeda (2003) y Muhummud (2003) desarrollaron un modelo de articulación plástica de viga que incluye degradación de la resistencia y endurecimiento por deformación, con el fin de poder considerar los efectos de pandeo local en las vigas. Los efectos de pandeo local de las vigas, son modelados reemplazando los nudos 3 y 5 de la Figura 5.2 con dos pares de cinco nudos como se muestra en la Figura 5.4(a). Estos nudos son ubicados a una distancia de $d_b/3$ de la cara de la columna, donde d_b es el peralte de la viga y $d_b/3$ se asume como la ubicación del centro de la articulación plástica a formarse en la viga. El valor de $d_b/3$ fue determinado mediante resultados experimentales (Mao 2000). Los grados de libertad

traslacionales y rotacionales de los nudos esclavos son restringidos al nudo maestro del eje referencial de la viga como se muestra en la Figura 5.4(a). Elementos resortes de longitud cero conectan los dos pares de nudos como se muestra en la Figura 5.4(a). El elemento 4, que es el *elemento de conexión simple* del DRAIN-2DX, provee de continuidad vertical y horizontal en el centro de la sección transversal de la viga (eje referencial) como se ilustra en la Figura 5.4(a). El elemento 5, que es el *elemento de conexión refinado* del DRAIN-2DX, es usado para conectar los nudos de las alas y almas como se indica en la Figura 5.4(a).

El *elemento de conexión simple* es un elemento inelástico que permite modelar conexiones con flexibilidad rotacional y/o traslacional. El elemento conecta dos nudos que se asumen de *longitud cero*, a pesar de cada uno poseer sus coordenadas respectivas. La Figura 5.4(c) describe el comportamiento del elemento. Como se puede ver de la Figura, este elemento no considera la degradación de la resistencia. La Figura 5.4 (d) ilustra el comportamiento cíclico del elemento 4. Las propiedades asignadas a los resortes verticales y horizontales,

localizados en el centro de la viga, son presentadas en la Tabla

5.1

El *elemento de conexión refinado* es un elemento inelástico simple para modelar conexiones con flexibilidad rotacional y/o traslacional. Este elemento, tiene como objetivo, ampliar la aplicación del elemento de conexión simple para modelar conexiones cuyo comportamiento presenta degradación de resistencia (concreto reforzado) o pandeo (acero). El elemento conecta dos nudos que se asumen de *longitud cero*, a pesar de cada uno poseer sus coordenadas respectivas. La Figura 5.4 (e) describe el comportamiento de este elemento, y como se puede observar de la figura, el elemento posee un ramal descendente que simula la degradación de resistencia con el aumento de deformación, más allá de un valor límite de desplazamiento. El mencionado elemento, también posee un ramal residual que posee una resistencia constante también con el aumento de deformación. La Figura 5.4(f) ilustra el comportamiento cíclico de este elemento. Las propiedades asignadas a los resortes del alma y alas de la viga mostradas en la Figura 5.4(a) son presentadas en la Tabla 5.2

El modelo de articulación plástica de viga desarrollado por Ojeda (2003) y Muhummud (2003) divide el área de la sección transversal de la viga en varias secciones como se muestra en la Figura 5.4 (b). El área representada por cada resorte de ala, A_f , es igual a $b_{fb} t_f$, donde b_{fb} es el ancho del ala y t_f es el espesor del ala. De forma similar, el área representada por cada resorte de alma, A_w , es igual a $d_w t_w / 3$, donde d_w es el peralte del alma entre alas y t_w es el espesor del alma. Los nudos de ala son localizados en el centro del espesor de cada ala; mientras que, los nudos de alma que no están ubicados en el eje central de la viga son localizados de tal forma que $\sum A_i y_i$ iguale el módulo de sección plástico de la viga, siendo y_i la distancia desde el eje central de la viga. Las características fuerza – desplazamiento de los resortes longitudinales son tales que la rigidez inicial es sumamente grande y los cambios de rigidez ocurren en puntos determinados (P_y, δ_y) , (P_u, δ_u) , and (P_r, δ_r) como se muestra en la Figura 5.4 (e). Estos puntos determinados están en función del área del resorte (A_i) y la relación esfuerzo-deformación unitaria del material con ciertas modificaciones que toman en cuenta los efectos de pandeo local. En Ojeda (2003) y Muhummud (2003), se amplía esta información más detalladamente.

Como se muestra en la Figura 5.2, con el propósito de modelar las vigas fueron utilizados nudos adicionales, cuya finalidad fue la de aplicar fuerzas puntuales equivalentes a la carga distribuida sobre las vigas. Estos nudos son localizados a distancias entre sí de $L/4$ a lo largo de la viga, donde L es la longitud del claro medido desde el eje central de la columna. Es importante recalcar, que los elementos de viga adyacentes a los resortes, tendrán comportamiento elástico, puesto que el comportamiento inelástico será monitoreado por el conjunto de resortes descritos anteriormente.

5.2.2 Modelo de Columnas

El grupo de elemento 2 (G2) en la Figura 5.2 modela las columnas con elementos fibras. Rojas (2003) realizó estudios paramétricos a fin de determinar el modelo más apropiado para las columnas W. Los parámetros estudiados por Rojas fueron: el número y longitud de segmentos en la longitud L_{ph} de posibles articulaciones plásticas, el número de fibras a utilizar en las alas y alma y la ubicación de las fibras exteriores en el ala de las columnas. La Figura 5.5 ilustra el modelo de las

columnas investigado por Rojas. En base a los resultados de estos estudios las columnas se dividen en seis segmentos. Cada segmento usa tres fibras para modelar cada ala de la columna y seis fibras para modelar el alma de la columna; o por facilidad de cálculos, en dos fibras para modelar cada ala de la columna y ocho fibras para modelar el alma de la columna. De esta última forma se desarrolló este modelo, y se comparó con el primer método, resultando en una pequeña diferencia. Los dos segmentos cortos en los elementos G2-1 y G2-2 de la Figura 5.2 tienen longitudes iguales a $0.20d_c$ y $0.80 d_c$; se asume que L_{ph} es igual al peralte de la columna, d_c (ver Figura 5.2). Las columnas se empalman cada dos pisos a media altura, tal como lo muestra la Figura 5.1.

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

5.3 Modelo de Zonas de Panel

Los grupos de elementos 3 y 4 (G3 y G4) en la Figura 5.2 modelan la zona de panel. Los elementos del DRAIN de conexión simple G3 (elemento tipo 4) y de articulación plástica viga-columna G4 (elemento tipo 2) son usados para modelar la zona de panel (ver Figura 5.2). El modelo de la zona de panel usado en este estudio fue desarrollado por Herrera (2005).

El modelo de la zona de panel desarrollado por Herrera (2005), consiste en un par de resortes de longitud cero. El primer resorte tiene un comportamiento elasto- plástico mientras que el segundo tiene un comportamiento elasto- plástico perfecto. Por separado, en cada resorte se monitorea la rotación y el momento desarrollado. Lógicamente la rotación de los resortes va a ser igual puesto que ocupan el mismo espacio físico; no así, el momento en ambos; por lo que el cálculo final del comportamiento de la zona de panel, se lo determina sumando los momentos de ambos resortes para una misma rotación. Los elementos G4, que se presentan en la Figura 5.2, sirven de conexión entre los nudos de las columnas y el par de resortes mencionados; es decir, para darle continuidad a la zona de panel.

Es importante mencionar, que a pesar que el modelo de la zona de panel utilizado por Rojas (2003) fue efectuado con columnas W, las zonas de panel para columnas HSS se modelan de manera similar.

La Figura 5.6(a) muestra el modelo DRAIN usado para un zona de panel interior. Se utilizó el modelo de zona de panel de Krawinkler (1978). Las siguientes ecuaciones describen el modelo:

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

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

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

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

respectivamente. La Figura 5.6(b) muestra el comportamiento cíclico de la zona de panel para distorsiones superiores a $4\gamma_{pz,y}$.

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

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

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

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

en donde M_{pzs} es el momento en los dos resortes que son usados para modelar la flexibilidad de la zona de panel, θ_{pz} es la rotación del resorte (ver Figura 5.2) y h_{pz} es la altura de la zona de panel.

La Figura 5.7 presenta el modelo DRAIN de la zona de panel y el diagrama de cortante para la columna y zona de panel de un

cruciforme viga-columna. Generalmente, la zona de panel está simultáneamente sometida a fuerzas axiales, cortantes y momentos de las columnas y vigas, tal como se puede ver en la Figura 5.7(b). Por equilibrio horizontal se obtiene que,

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

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

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

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

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

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

Las Ecuaciones 5.7(a) y 5.7(b) son muy similares a las ecuaciones dadas por la teoría tradicional de la zona de panel. Herrera (2005) demostró que el cortante de la zona de panel está relacionado al momento en los dos resortes usados para modelar la flexibilidad de la zona de panel (ver Figuras 5.2 y 5.7(b)), M_{pzs} , tal como se indica en la Ecuación 5.4.

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

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

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

5.4 Modelo de la Masa del Edificio.

La masa considerada en el análisis dinámico es el peso sísmico, W , dividido para la aceleración de la gravedad, g . W se lo calcula de acuerdo con las provisiones ASCE/SEI 7-05. Los valores respectivos para estas cargas fueron presentados en la Tabla 4.1. Debido a que los siete PEARM resisten la carga sísmica lateral total en una dirección, se seleccionó como pórtico de estudio, por ser el de cargas gravitacionales más críticas, a uno de los pórticos interiores. A cada piso se le colocó la séptima parte de la masa total del piso distribuida en cada nudo superior de las zonas de panel (nudo 28 de Figura 5.2) del pórtico seleccionado, tal como se muestra en la Figura 5.1. Por el motivo de que en los edificios, las fuerzas inerciales viajan del diafragma de piso al sistema resistente lateral, se consideró que las masas debían estar lo más cercanamente posible al nivel de dicho diafragma, que en este caso resulta el nudo superior de la zona de panel. La Tabla 4.3 contiene los valores de masa asignados a cada piso. Los desplazamientos de las masas de piso durante el análisis dinámico representan los desplazamientos de piso del sistema.

5.5 Propiedades de los Materiales y Cargas Gravitacionales.

Las propiedades de los materiales para las vigas y columnas de un PEARM se basan en los valores promedios para acero A36 reportados por Cassagne et al. (2008). Este reporte indica una media del esfuerzo de fluencia de 47.12 Ksi. (325 MPa.) y un esfuerzo último de 64.76 Ksi. (447 MPa.) para el alma y alas de vigas y columnas. Se utilizó para todos los elementos de acero un módulo de elasticidad, E , de 29,000 Ksi. (200 000 MPa.). La Figura 5.8 presenta una aproximación tri-lineal de la relación esfuerzo-deformación usada para el modelo del PEARM comparada con la relación promedio de esfuerzo-deformación unitaria obtenida por Cassagne (2008).

Las cargas gravitacionales aplicadas al PEARM son:

1. Cargas muertas presentadas en la Tabla 4.1, más
2. 25% de cargas viva de oficinas (excluyendo las cargas de las paredes) presentadas en la Tabla 4.2.

Todas las cargas son no factoradas.

5.6 Intervalo de Integración del Tiempo para el Análisis Dinámico

En un análisis dinámico, las ecuaciones de movimiento se resuelven usando la integración evento a evento con un intervalo de tiempo de integración, Δt . El intervalo de tiempo usado en este estudio fue el mismo que utilizó Rojas (2003) para PEARM; es decir, 0.0025 segundos. Este intervalo de tiempo fue escogido analizando el pórtico prototipo ante un sismo severo, para Δt igual a 0.005, 0.0025 y 0.001 segundos. Todos los análisis convergieron. Sin embargo, el análisis con Δt igual a 0.005 segundos tuvo una mayor energía no-balanceada que los otros dos análisis; mientras que para el análisis con Δt igual a 0.0025 y 0.001 segundos, se observaron diferencias despreciables en la energía no-balanceada de respuesta. El diferencial de tiempo escogido correspondía a 1/65 veces el período del sexto modo del pórtico de dicho estudio. Para el pórtico de este estudio Δt es 1/60 veces el período del sexto modo.

5.7 Resumen

En este capítulo se describió el modelo del pórtico prototipo estudiado en esta investigación. El pórtico seleccionado corresponde a uno de los pórticos orientados en la dirección más débil del edificio de estudio.

El modelo analítico se basó en el trabajo desarrollado por Rojas (2003) y otros autores. En la parte inicial se describió el modelo de las vigas y la forma como se consideró la posibilidad de que ocurra el pandeo local, las columnas y las zonas de panel. Luego se trató el tema de las propiedades de los materiales empleados y de la aproximación de ellos en el DRAIN. Paralelamente, se determinaron las masas del edificio que establecerían la rigidez del pórtico y por ende su período fundamental, para luego darle paso al cálculo de las cargas gravitacionales. Finalmente, se dio una breve introducción al análisis dinámico definiendo el intervalo de tiempo Δt , como 1/60 veces del sexto período del modelo de estudio.

Tabla 5.1 Propiedades asignadas a los resortes verticales y horizontales, localizados en el centro de la viga (elemento 4)

Piso	Sección	Resorte	K_1 (Ton/mm)	K_2/K_1	P_y (Ton)
6	Alas 200x15	Horizontal	5130	2.44×10^{-4}	46
5	Alma 500x8	Vertical	6310	0	4.55×10^9
4	Alas 200x20	Horizontal	5040	3.24×10^{-4}	46
3	Alma 500x8	Vertical	6310	0	4.55×10^9
2	Alas 200x20	Horizontal	5040	3.24×10^{-4}	46
1	Alma 500x8	Vertical	6310	0	4.55×10^9

Tabla 5.2. Propiedades asignadas a los resortes del alma y alas de la viga mostradas (elemento 5)

Piso	Posición/ Sección	P_y (Ton)	P_u (Ton)	P_r (Ton)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	δ_r (mm)
6	Ala 200x15	131	131	130.5	1.1×10^{-2}	254	2.5×10^{11}
		-103	-131	1.03	8.9×10^{-3}	-12.01	-116
5	Alma 500x8	58	58	130.5	1.1×10^{-2}	254	2.5×10^{11}
		-46	-58	1.03	8.9×10^{-3}	-12.01	-116
4	Ala 200x20	174	174	173.6	1.2×10^{-2}	254	2.5×10^{11}
		-137	-173	-1.37	-9.1×10^{-3}	-12.24	-118
3	Alma 500x8	58	58	57.7	1.2×10^{-2}	254	2.5×10^{11}
		-46	-58	-0.46	-9.1×10^{-3}	-12.24	-118
2	Ala 200x20	174	174	173.6	1.2×10^{-2}	254	2.5×10^{11}
		-137	-173	-1.37	-9.1×10^{-3}	-12.24	-118
1	Alma 500x8	58	58	57.7	1.2×10^{-2}	254	2.5×10^{11}
		-46	-58	-0.46	-9.1×10^{-3}	-12.24	-118

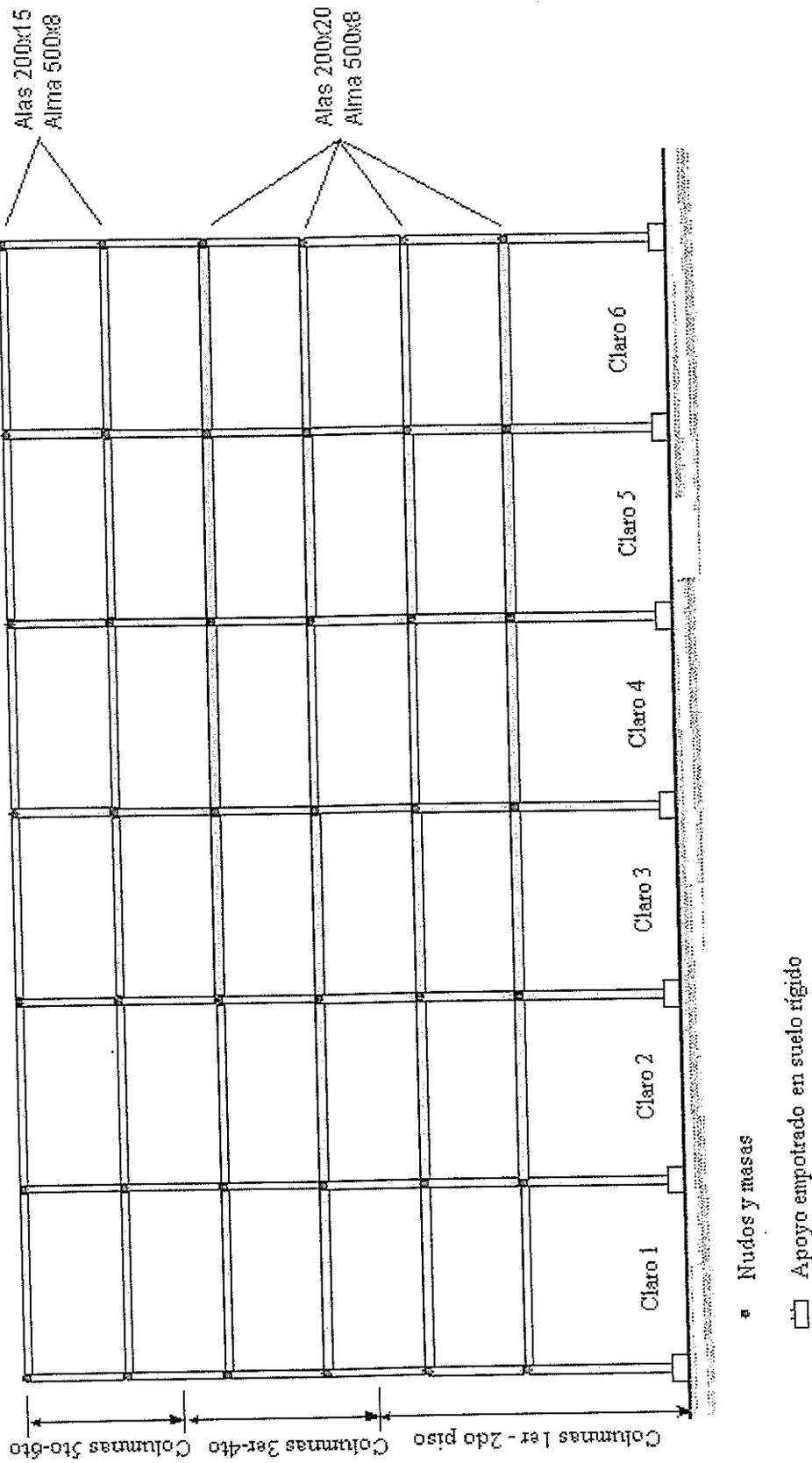


Figura 5.1 Modelo del PEARM con conexiones restringidas.

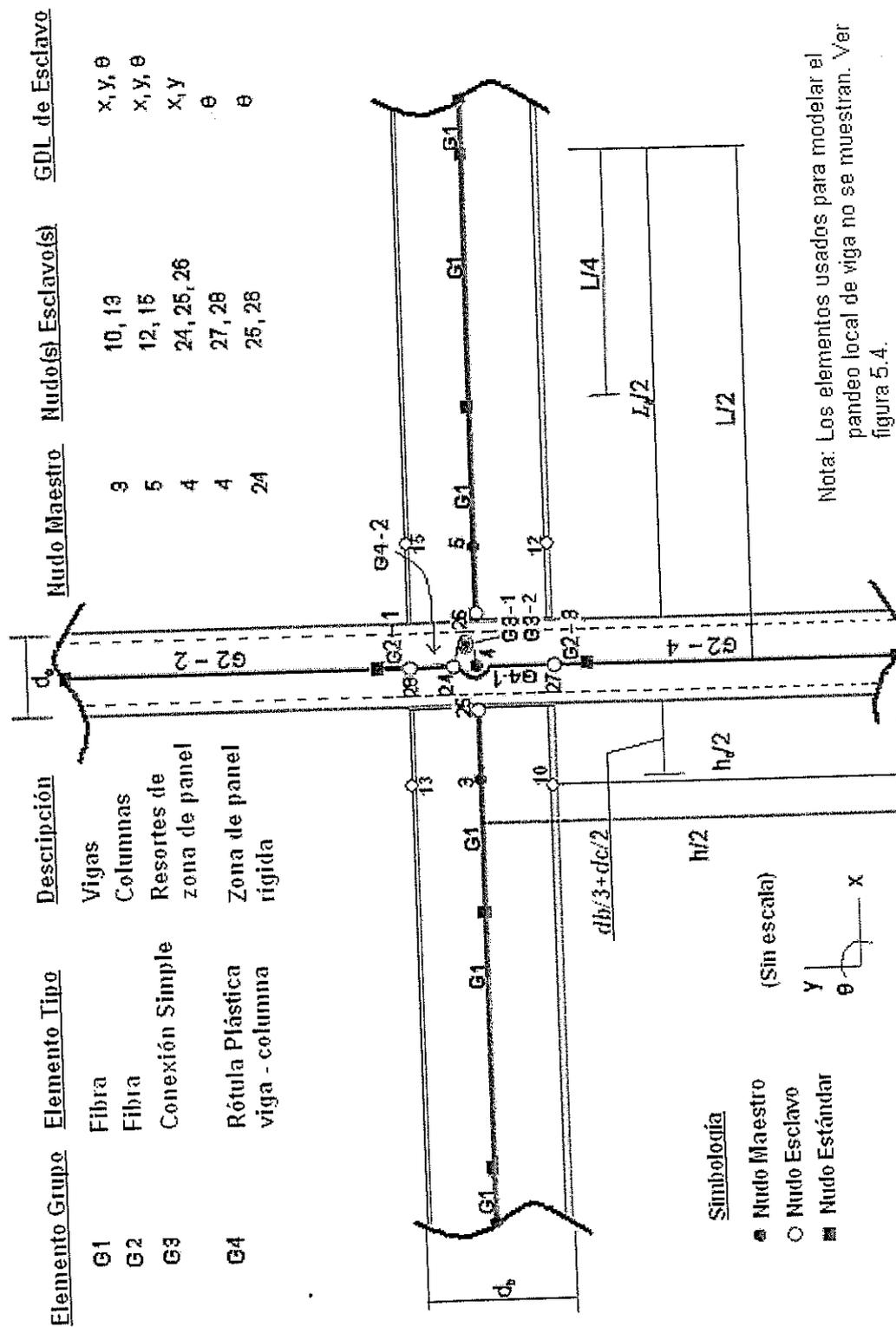


Figura 5.2. Modelo Esquemático de ubicación de nudos y elementos en una unión viga columna del DRAIN 2DX (Basado en Rojas 2003)

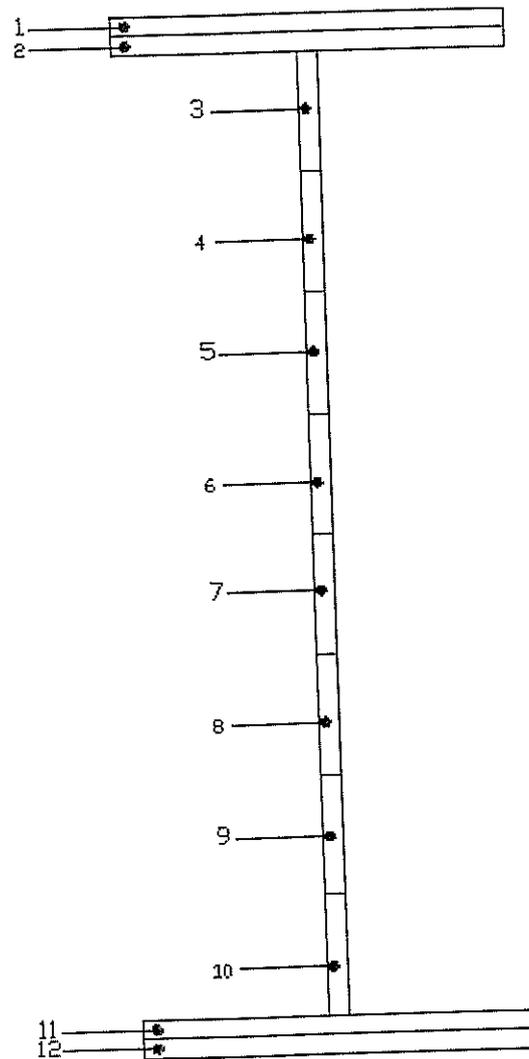
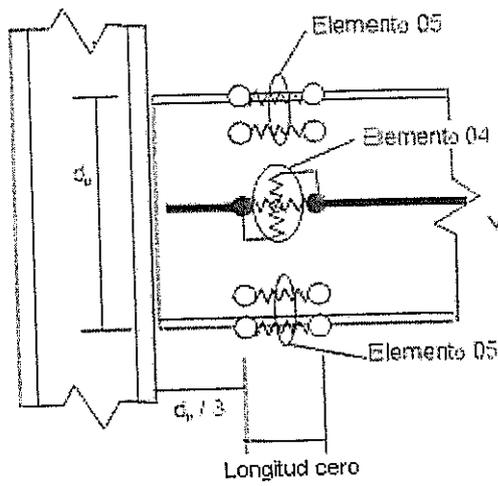
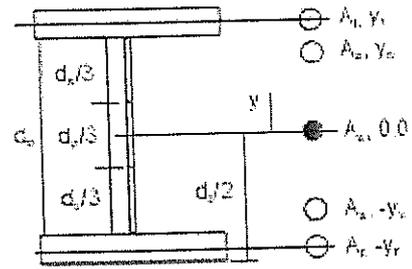


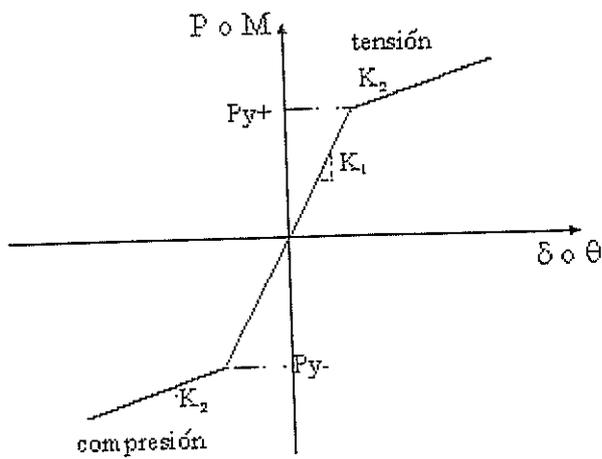
Figura 5.3. Distribución de las fibras en los elementos grupo 1 según Rojas (2003)



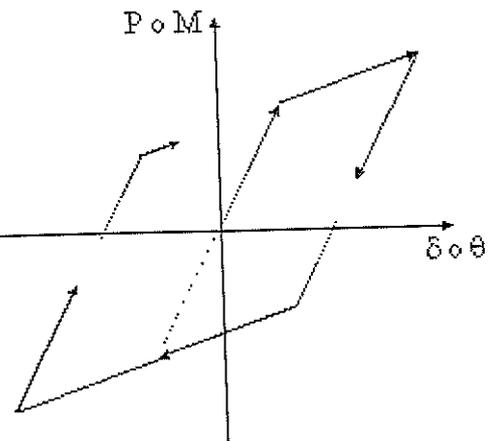
(a) Modelo de articulación plástica de la viga



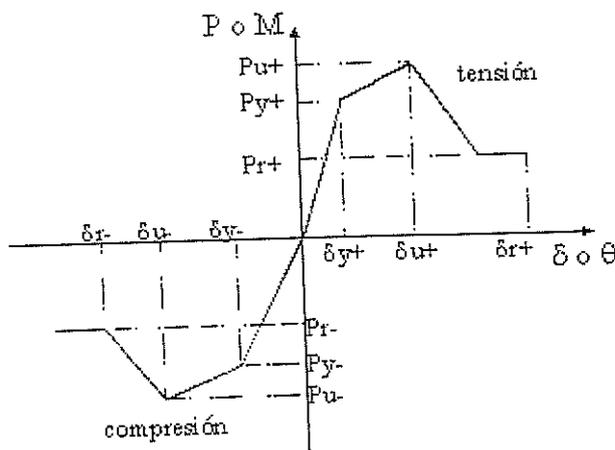
(b) Localización y características de los resortes



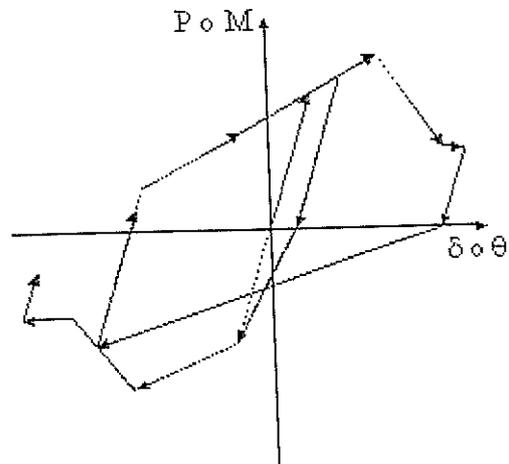
(c) Comportamiento del Elemento de conexión simple



(d) Comportamiento cíclico



(e) Comportamiento del Elemento de conexión avanzado



(f) Comportamiento cíclico

Figura 5.4 Modelo de articulación plástica de la viga (Ojeda 2003 y Muhummud 2003).

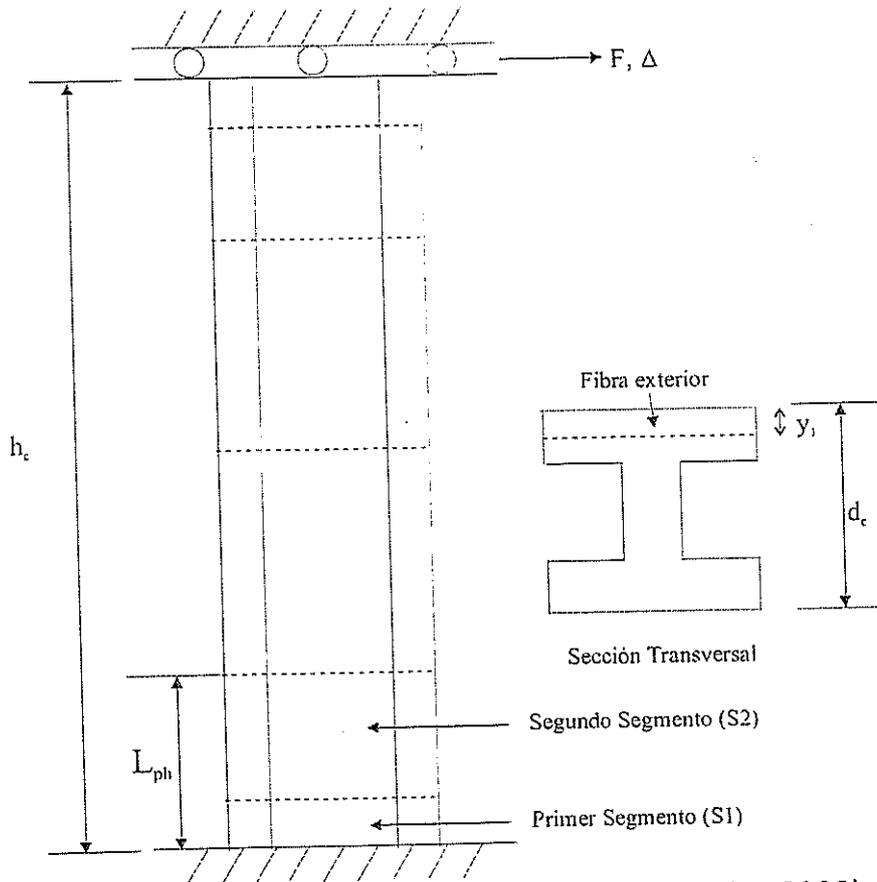


Figura 5.5. Modelo de columna (tomado de Rojas 2003)

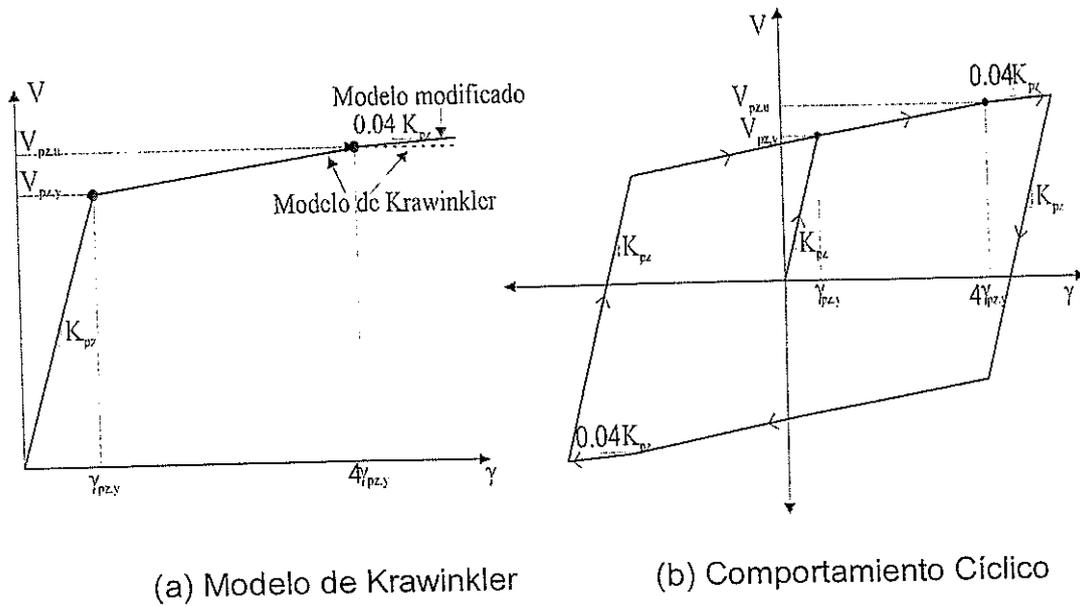


Figura 5.6 Modelo DRAIN de la zona de panel (Tomado de Rojas 2003).

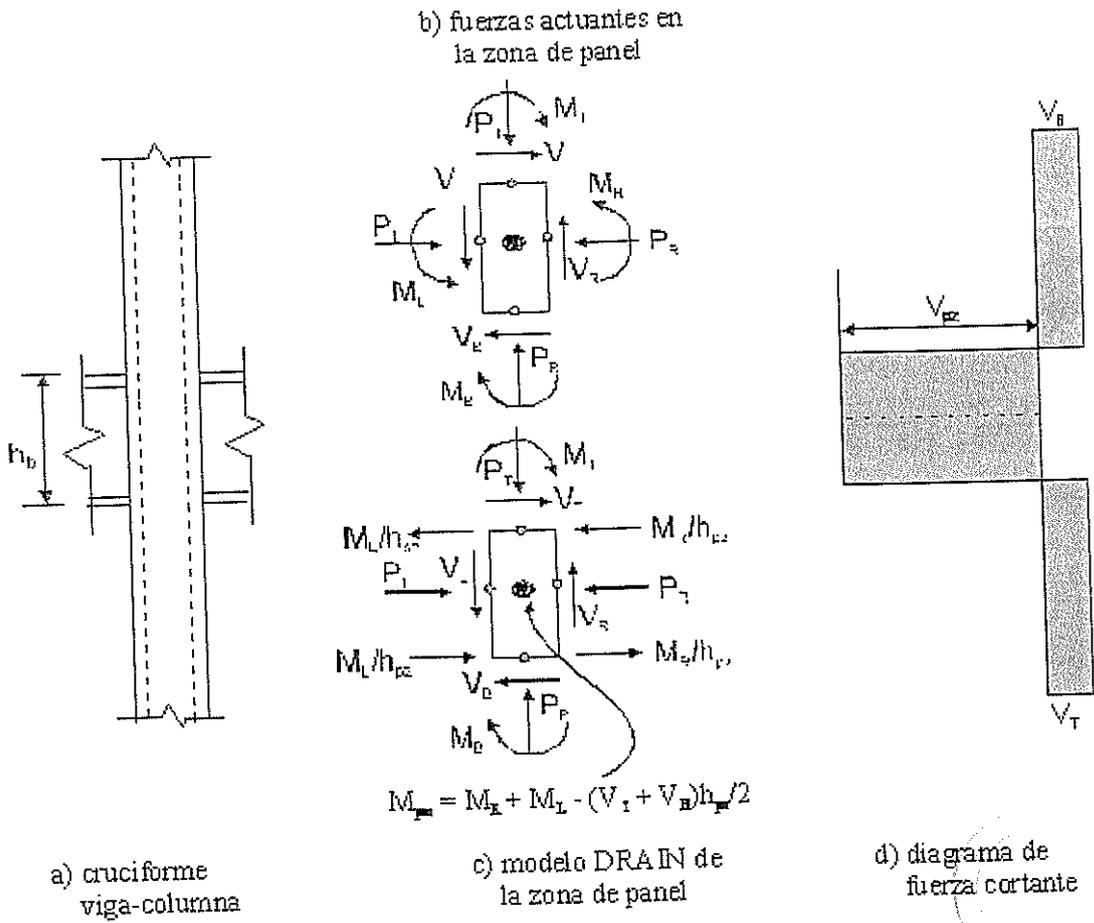


Figura 5.7 Modelo DRAIN de la Zona de Panel (conexión interior).

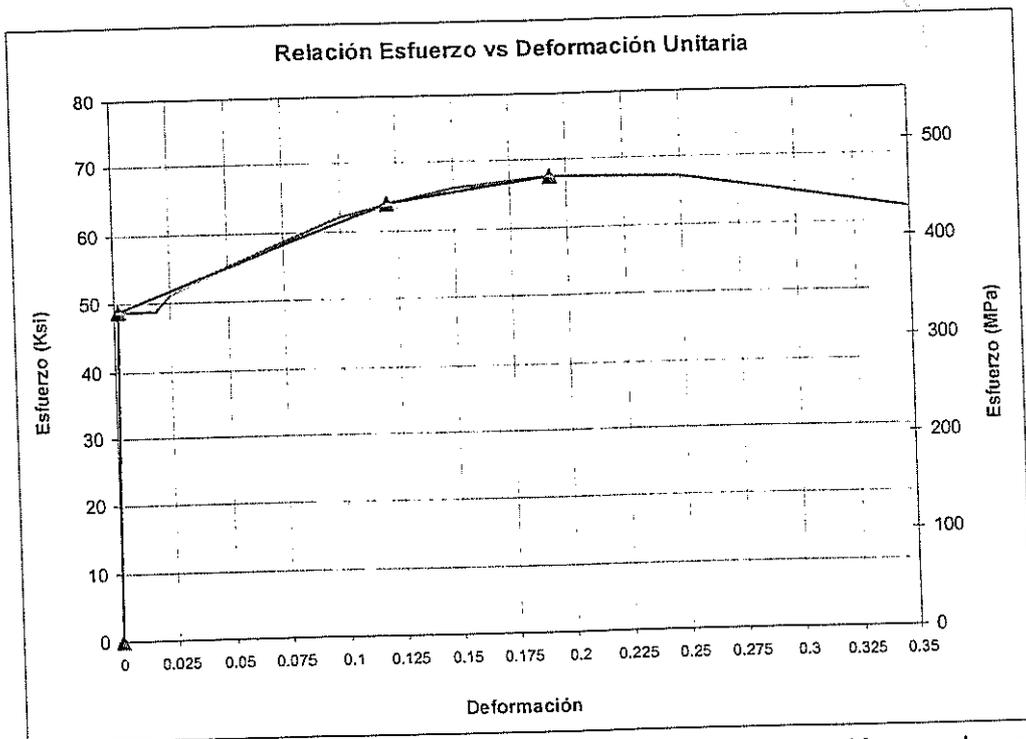


Figura 5.8 Comparación de la relación esfuerzo-deformación usada en el modelo DRAIN con las propiedades promedio del acero A36 determinados por Cassagne.

CAPITULO 6

6. Registro de Aceleraciones.

6.1 Generalidades.

Este capítulo describe los registros de aceleraciones del terreno usados en los análisis no lineales de historia en el tiempo, del pórtico prototipo estudiado en esta investigación. Los resultados de los análisis no dependen únicamente de las características de los pórticos, sino también de las características de los movimientos del terreno; por ende, la elección de dichos registros de aceleraciones es un aspecto sumamente importante en los análisis dinámicos.

Para el análisis se usaron cuatro sismos naturales y un sismo artificialmente generado. En ambos casos se consideró que estos cubren una amplia variedad de características sísmicas.

Ese capítulo a la vez discute las características de los registros de aceleraciones del terreno que los investigadores han estado usando para medir la severidad y el daño potencial de los sismos; para posteriormente presentar el proceso de selección de los sismos; y finalmente un resumen de los cinco registros utilizados y sus características respectivas.

6.2 Características de Registros de Aceleraciones.

Naeim (1995) caracterizó la severidad y el daño potencial de los movimientos causados por los sismos con diversos parámetros agrupados en las siguientes categorías principales: (1) *valores instrumentales* obtenidos ya sea directamente o por cálculos simples obtenidos de la versión corregida y digitalizada del registro, (2) *valores espectrales* obtenidos de la integración paramétrica de las ecuaciones de movimiento de sistemas de un grado de libertad (UGDL) elásticos e inelásticos, y (3) *valores espectrales y de historia*

en el tiempo obtenidos considerando la ecuación de balance de energía de sistemas elásticos e inelásticos.

Las siguientes características de los registros de aceleraciones del terreno son relacionadas a valores instrumentales:

- La aceleración máxima de suelo, AMS, la cual es la magnitud máxima de aceleración del suelo en el tiempo de duración del sismo.
 - La velocidad máxima de suelo, VMS, que es la magnitud máxima de velocidad del suelo en el tiempo de duración del sismo
 - El desplazamiento máximo del suelo, DMS, el cual es la magnitud máxima de desplazamiento del suelo en el tiempo de duración del sismo.
 - La velocidad incremental máxima, VIM, que es la máxima área bajo los pulsos de aceleración en el registro de aceleraciones del terreno en el tiempo de duración del sismo.
 - El desplazamiento incremental máximo, DIM, que es la máxima área bajo los pulsos de velocidad en el registro de aceleraciones del terreno en el tiempo de duración del sismo.
-

- La duración agrupada, T_D , que es el tiempo entre la primera y última ocurrencia de aceleraciones iguales o mayores a un límite específico de aceleración.

El parámetro comúnmente asociado a la severidad de un registro de aceleraciones del terreno es la aceleración máxima del suelo (AMS). Sin embargo, actualmente es reconocido como un parámetro pobre para evaluar el daño potencial. En las proximidades de las regiones cercanas a la falla, la velocidad y el desplazamiento incremental máximo, son parámetros recomendados por algunos investigadores para caracterizar el daño potencial de un sismo.

El gráfico en el cual se ilustra la respuesta sísmica de un sistema UGDL en función del período natural es llamado *espectro de respuesta*. En general, la relación de amortiguamiento viscoso (ξ) de un sistema UGDL es constante para el espectro completo. Las siguientes características de un sismo son obtenidos de un espectro de respuesta:

- La pseudo- aceleración espectral, S_a , que está relacionada con el valor máximo de cortante basal de un sistema UGDL;
-

- La pseudo- velocidad espectral, S_v , que está relacionada con el valor máximo de energía de deformación almacenada en un sistema UGDL;
- El desplazamiento espectral, S_d , que es el valor máximo de desplazamiento relativo de la masa de un sistema UGDL;
- La aceleración máxima efectiva, AME, que es la respuesta de aceleración espectral promedio para un período de 0.1 a 0.5 segundos dividido para una constante proporcional igual a 2.5 para un espectro con una razón de amortiguamiento viscoso del 5%;
- La velocidad máxima efectiva, VME, que es la respuesta de velocidad espectral promedio en un período de 1.0 segundo dividido para una constante proporcional igual a 2.5 para un espectro con una razón de amortiguamiento viscoso del 5%; y
- La intensidad espectral, IE, la cual es el área del espectro de respuesta de velocidades dentro de períodos prescritos para una razón de amortiguamiento específica. En general, el rango del período oscila entre 0.1 y 2.5 segundos.

La relación entre S_a , S_v y S_d es

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (6.1)$$

donde ω es la frecuencia natural de un sistema UGDL.

La pseudo- aceleración espectral de un espectro de respuesta, con un amortiguamiento del 5%, se usa actualmente en los códigos para el cálculo del espectro de diseño y, consecuentemente de las fuerzas equivalentes al sismo de diseño. El espectro de respuesta de aceleración es también una de las herramientas más populares para caracterizar el daño potencial de un terremoto. La velocidad y el desplazamiento máximo efectivo fueron usados en anteriores códigos de diseño. Clough y Penzien (1975) sugirieron que el mejor parámetro que mide de forma general la intensidad, de un registro de aceleraciones del terrero, es la intensidad espectral.

Se ha reconocido que el espectro de respuesta proporciona con mayor certeza la medición de la intensidad de un sismo que cualquier otro parámetro. Sin embargo, la única limitante es que la respuesta se asume será lineal elástica y válida únicamente para sistemas UGDL; por lo tanto, el espectro de respuesta no puede determinar la magnitud del daño potencial de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL) que experimenta comportamiento inelástico en un sismo determinado. Esta limitante puede ser parcialmente superada usando espectros de respuesta inelásticos para sistemas UGDL. Esta solución debe conllevar a estimaciones adecuadas de demanda en un sistema MDGL porque

el primer modo controla la respuesta sísmica de estos. A pesar de estas limitaciones, el uso juicioso de espectros de respuesta combinados (elásticos e inelásticos) puede representar con gran certeza la intensidad del sismo.

Los parámetros de contenido de energía, tales como espectros de energía histerética y de entrada, y de registro de aceleraciones proporcionan una más confiable indicación del daño potencial. Las disposiciones sísmicas de diseño actuales dependen del comportamiento inelástico de la estructura para reducir la magnitud de las fuerzas laterales. De acuerdo a Naeim (1995), los parámetros actualmente usados por los códigos sísmicos no son adecuados para evaluar el daño potencial y los grados de deformación inelástica. Los parámetros mas frecuentemente usados relacionados a valores espectrales de energía y registro de aceleraciones son:

- La energía de entrada, E_I , que es el trabajo realizado por la fuerza efectiva, p_{eff} , mientras la estructura se mueve durante la ocurrencia del sismo. E_I puede ser expresado como:

$$E_I = - \int_0^u m \ddot{u}_g du \quad (6.2)$$

donde m es la masa del sistema, \ddot{u}_g es la aceleración del suelo, u es el desplazamiento de la estructura, y $p_{\text{eff}} = -m\ddot{u}_g$ es la fuerza efectiva aplicada a la estructura (Chopra, 1995).

La ecuación 6.2 es usada en sistemas UGDL. Para sistemas MGD, es necesario usar programas de computación no lineales (i.e., DRAIN-2DX) para determinar los parámetros de contenido de energía del sistema tales como registros de aceleraciones de energías histerética y de entrada.

6.3 Selección de los Registros de Aceleraciones.

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

Los niveles de riesgo y los objetivos de desempeño deseados fueron seleccionados de acuerdo a los objetivos de diseño por desempeño presentados en el Capítulo 3. Para este estudio, los dos niveles de

riesgo utilizados corresponden al Sismo de Diseño (DBE) y al Sismo Considerado Máximo (MCE); los niveles de desempeño deseados son el de Seguridad de Vida (ante sismos DBE) y el de Prevención del Colapso (ante sismos MCE).

A diferencia del estudio de Rojas (2003), en esta investigación, se decidió usar un número de cinco registros acelerográficos, los cuales podrían simular las condiciones geológicas de subducción de la costa ecuatoriano en caso de presentarse un sismo, para desarrollar los análisis dinámicos no-lineales para PEARM con conexiones de alas no reforzadas soldadas y alma soldada.

Una breve descripción de la selección de los cinco registros de aceleración es presentada a continuación:

6.3.1 Selección de los Registros de Aceleración del Terreno

En el año 2003, en la Universidad de Lehigh, el Dr. Seo realizó investigaciones sobre los registros naturales de los movimientos del terreno. El estudio fue motivado en la identificación de la severidad y daño potencial de los registros de aceleración del terreno principalmente recolectados por el

PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Los parámetros usados por Seo, para una preselección de dicha base de datos fueron:

- La AMS del registro debe ser mayor a 0.05g;
- Los registros deben provenir de lecturas del terreno natural o de las plantas bajas de pequeñas estructuras de menos de dos pisos de altura;
- La magnitud, M , del sismo debe ser mayor que 6.5;
- La distancia mas cercana, D , de la zona de ruptura de falla al sitio de estudio deber ser de máximo 120 km;
- Suelo tipo D, de acuerdo a la ASCE/SEI 7-05;
- Movimientos de terreno cercanos a la falla son excluidos.

Luego de esta preselección, una segunda selección fue concretada considerando los parámetros descritos en la sección anterior. La duración agrupada, T_D , y la energía de entrada, E_i , no fueron usados en la selección de los registros de aceleración del terreno. La Tabla 6.1 presenta información general de los registros de aceleración naturales, unos tomados de PEER y otros de diferentes bases de datos pertinentes; que incluyen el nombre del sismo, la estación y la

componente del sismo, tipo de suelo, la magnitud del sismo y la distancia más cercana, D , a la zona de falla. Todos estos registros, por supuesto, presentan la característica de simular el fenómeno de subducción de la costa ecuatoriana.

La Tabla 6.2 presenta las características de los registros de aceleración escalados a niveles DBE y MCE. Los registros de aceleración fueron escalados a un nivel compatible con el espectro de diseño considerado como el sismo básico de diseño (DBE) de ASCE/SEI 7-05 con el 5% de amortiguamiento. Los registros de aceleración DBE fueron multiplicados por 1.5 con el fin de obtener los registros de aceleración MCE. Esto es consistente con las definiciones de DBE y MCE, dadas en el capítulo 3.

El procedimiento de escalado fue propuesto por Somerville (1997), con modificaciones menores dado el hecho de que en este estudio se está usando una componente del registro mientras el procedimiento de Somerville utiliza dos componentes. El factor de escala minimiza el error cuadrático entre el espectro deseado o meta del ASCE/SEI 7-05 y el espectro de respuesta del registro natural de aceleraciones,

asumiendo una distribución log-normal de las amplitudes. El error cuadrático fue calculado en cuatro periodos; 0.3, 1, 2 y 4 segundos. Por lo tanto, el factor de escala, FE, es:

$$FE = \left(\frac{S_{meta,0.3}}{S_{RA,0.3}} \right)^{0.1} \left(\frac{S_{meta,1}}{S_{RA,1}} \cdot \frac{S_{meta,2}}{S_{RA,2}} \cdot \frac{S_{meta,4}}{S_{RA,4}} \right)^{0.3} \quad (6.3)$$

Donde S_{meta} y S_{RA} , son los valores espectrales del espectro meta (ASCE/SEI 7-05 en este caso) y del registro de aceleraciones a ser escalado, respectivamente, para un período igual a T en segundos. Los factores de escala resultantes aplicados a los registros naturales de aceleraciones usados en este estudio, son listados en la Tabla 6.2. El programa de computación Linear Elastic Response Spectrum (LERS) desarrollado por Seo (2003) fue utilizado con el fin de obtener los valores de VIM, DIM, AME, VME y IE también mostrados en la Tabla 6.2.

La aceleración, la velocidad del suelo y el desplazamiento del suelo en la historia del tiempo de los registros de aceleración escalados al nivel DBE son mostrados desde la Figuras 6.1 hasta la Figura 6.4.

6.3.2 Registro Artificial de aceleraciones.

El registro artificial de aceleraciones fue generado de tal forma que fuera compatible con el espectro de respuesta de diseño del ASCE/SEI 7-05. El objetivo principal de usar el registro artificial o generado es el de estudiar la respuesta sísmica del pórtico prototipo cuando éste está sujeto a un registro de aceleraciones compatible con el espectro utilizado en el diseño del edificio prototipo. El registro de aceleraciones fue generado por Garlock (2002) usando el programa SIMQKE (Gasparini y Vanmarke, 1976), y es referido como el registro artificial de aceleraciones. La Tabla 6.3 presenta las características del registro artificial. La aceleración, velocidad y desplazamientos en la historia del tiempo del registro artificial de aceleraciones del terreno escalado a un nivel DBE se muestra en la Figura 6.5.

6.4 Espectro de Respuesta y Características Generales de los Registros de Aceleraciones Seleccionados.

Los registros de aceleraciones fueron seleccionados, para estudiar principalmente la respuesta sísmica del pórtico prototipo bajo movimientos del terreno con forma espectral (pseudo-aceleración) similar a la forma del espectro de diseño del ASCE/SEI 7-05. La Figura 6.6 presenta los espectros de respuesta de pseudo-aceleración de los registros de aceleraciones, y el espectro ASCE/SEI 7-05 para los niveles sísmicos DBE y MCE. El primer período modal (T_1) y el segundo período modal (T_2) del pórtico son marcados en la figura. Como se puede observar de dicha figura, a un nivel sísmico DBE, los cuatro sismos naturales presentan aceleraciones similares al del registro artificial DBE a un período T_1 (de la estructura), mientras que para el período T_2 los sismos más cercanos son el de Los Angeles y Seattle. Al revisar la figura del nivel sísmico MCE, a un período T_1 , los Angeles e Ica son los más cercanos; mientras, en un período T_2 , el sismo de Seattle es el más cercano.

6.5 Resumen

Este capítulo trató específicamente sobre los registros de aceleraciones a emplearse en el análisis dinámico. En total fueron cinco los registros de aceleraciones a utilizarse, de los cuales uno es un registro generado artificialmente, y los restantes son registros de sismos que presentaron características similares a los sismos que podrían ocurrir en la costa ecuatoriana.

Además, se comentó sobre el factor de escala para comparar los registros de aceleraciones con el espectro de aceleraciones utilizado en el diseño según el AISC/SEI 7-05.

Tabla 6.1. Registros de aceleraciones del terreno.

Sismo (nombre)	Los Angeles	Perú	Seattle	Valparaíso
Nombre (año)	Los Angeles, California, EEUU	Pisco, Perú (2007)	Seattle, Washington, EEUU	Valparaíso, Chile (1985)
Estación	N/D	UNICA. Laboratorio de Mecánica de Suelos	N/D	DGG 4407
Nombre de componente	LS1A	ICANS	S11E	VAL70 (N70E)
Suelo	Rígido	Rígido	Rígido	Rígido
Magnitud (M)	N/D	7.9	N/D	7.8
Distancia* (D,km)	N/D	105	N/D	129.1

* distancia mas cercana de la zona de ruptura de falla al sitio (Ver sección 6.3.1).

N/D: no disponible

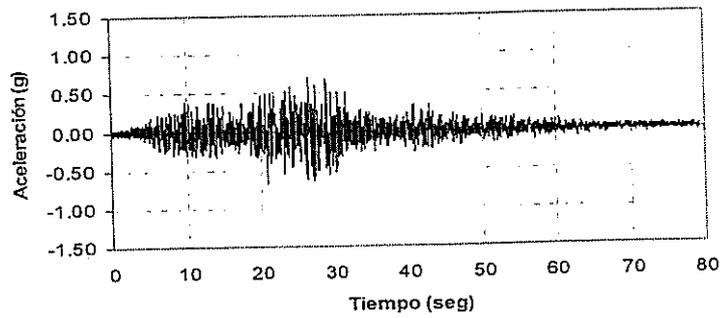
Tabla 6.2 Características de los registros de aceleración escalados ($\xi = 5\%$).

Registro	Los Angeles		Perú		Seattle		Valparaíso	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
Nivel Sísmico								
Factor Escala	0.87	1.30	1.10	1.65	1.07	1.60	3.96	5.93
AMS (g)	0.36	0.56	0.37	0.56	0.75	1.12	0.70	1.04
VMS(cm/s)	53.9	80.6	70.4	105.6	60.6	97.01	54.1	81.0
VIM (cm/s)	107.4	160.5	75.6	113.4	102.3	152.6	88.8	132.9
DIM (cm)	25.0	37.4	55.1	82.7	28.3	42.5	24.7	37
AME (g)	0.29	0.44	0.36	0.55	0.56	0.84	0.75	1.13
VME(cm/s)	66.5	99.4	26.6	39.8	56.9	85.1	45.1	67.5
IE (cm)	261.7	391.1	190	285	307.7	460.1	277.1	415.0

Tabla 6.3 Características del registro artificial de aceleraciones ($\xi = 5\%$).

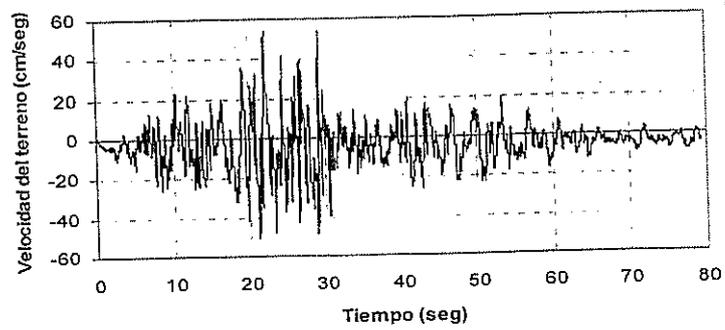
Registro	Artificial	
	DBE	MCE
Nivel Sísmico	1.0	1.5
Factor de Escala	1.0	1.5
AMS (g)	0.39	0.59
VMS (cm/s)	53.2	79.7
DMS (cm)	26.7	40.1
VIM (cm/s)	58.3	87.5
DIM (in)	33.2	49.7
AME (g)	0.40	0.6
VME (cm/s)	36.6	54.9
IE (cm)	206.4	309

Aceleración del terreno vs. Tiempo



a) Aceleración del terreno

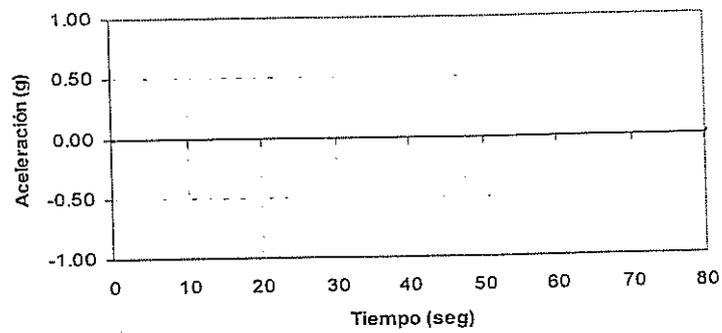
Velocidad del terreno vs. Tiempo



b) Velocidad del terreno

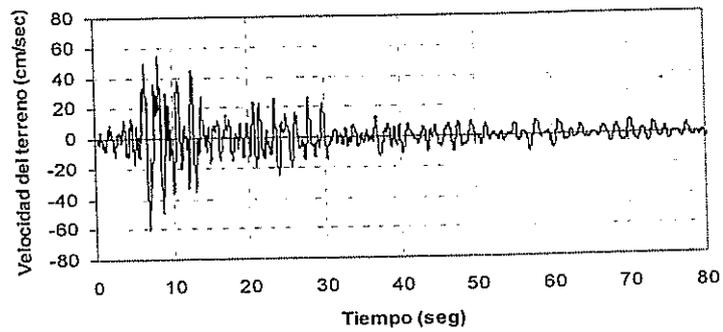
Figura 6.1. Registro de aceleraciones del sismo de Valparaíso, Chile (1985), escalado al nivel DBE

Aceleración del terreno vs Tiempo



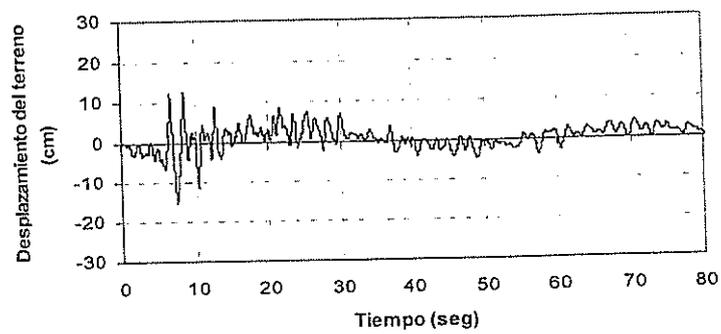
a) Aceleración del terreno

Velocidad del Terreno vs Tiempo



b) Velocidad del terreno

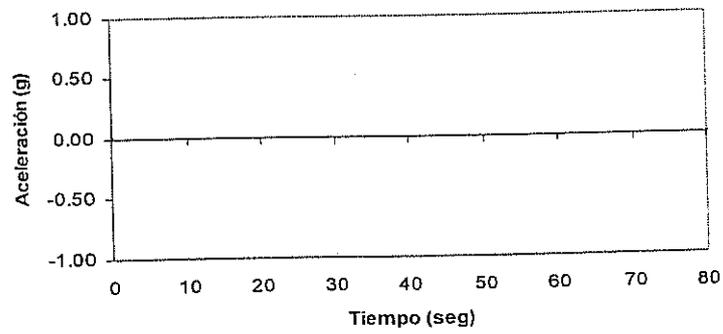
Desplazamiento del terreno vs Tiempo



c) Desplazamiento del terreno

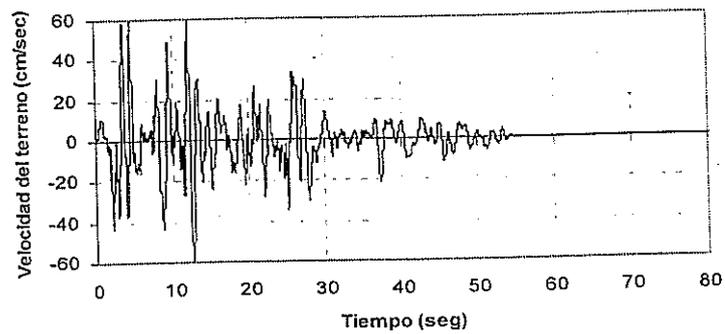
Figura 6.2. Registro de aceleraciones del sismo de Seattle, escalado al nivel DBE.

Aceleración del terreno vs. tiempo



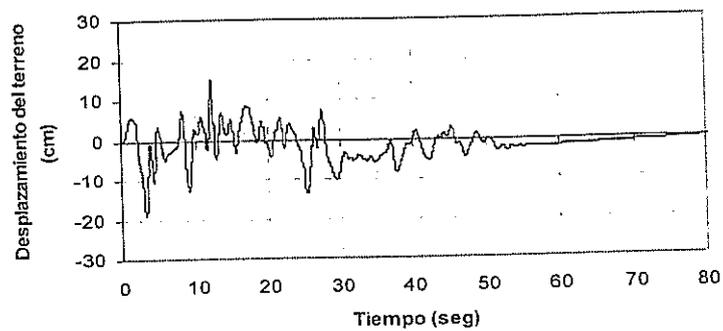
a) Aceleración del terreno

Velocidad del terreno vs. Tiempo



b) Velocidad del terreno

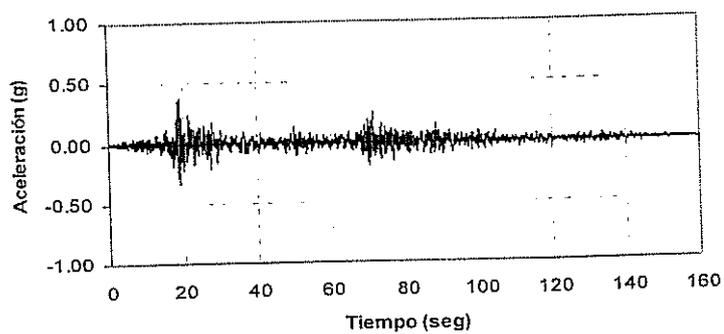
Desplazamiento del terreno vs. Tiempo



c) Desplazamiento del Terreno

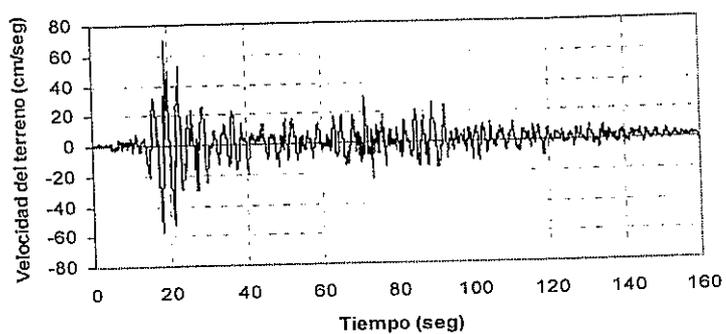
Figura 6.3. Registro de aceleraciones del sismo de Los Angeles, California, escalado al nivel DBE

Aceleración del terreno vs tiempo



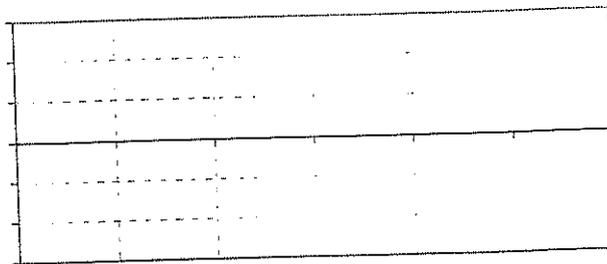
(a) Aceleración del terreno

Velocidad del terreno vs tiempo

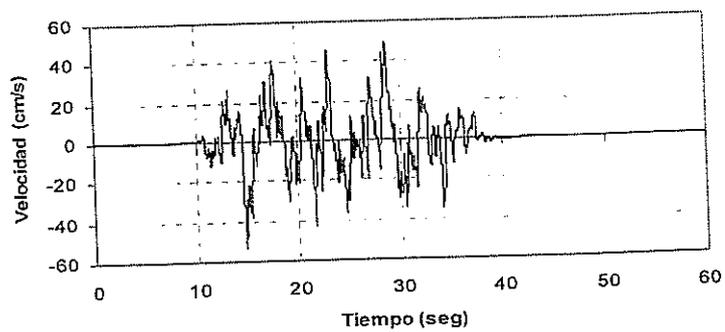


(b) Velocidad del terreno

Figura 6.4. Registro de aceleraciones del sismo de Pisco, Perú (2007), escalado al nivel DBE

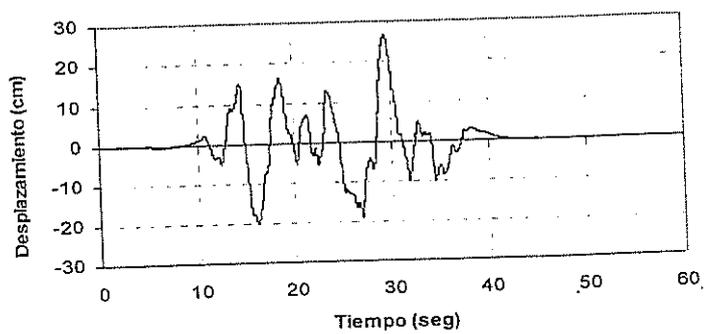


Velocidad del terreno vs. tiempo



b) Velocidad del terreno

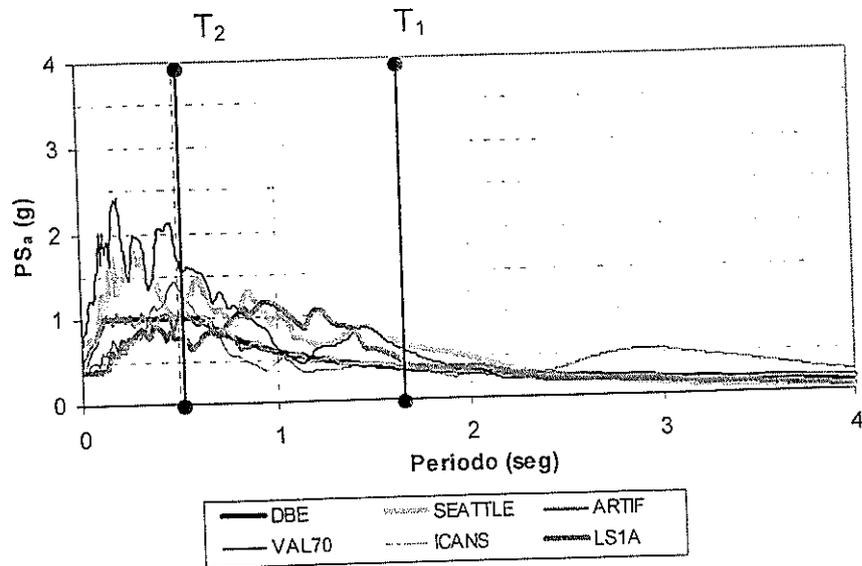
Desplazamiento del terreno vs. tiempo



c) Desplazamiento del terreno

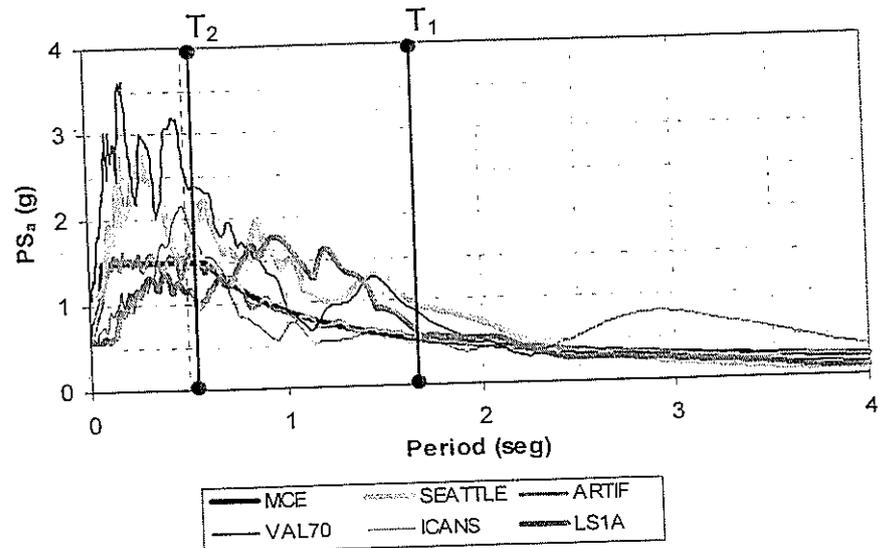
Figura 6.5. Registro artificial de aceleraciones, Garlock (2002)

Espectros de Pseudo-Aceleración escalados a DBE



(a) Nivel DBE

Espectros de Pseudo-Aceleración escalados a MCE



(b) Nivel MCE

Figura 6.6. Espectros de respuesta de pseudo-aceleración de los registros de aceleración del terreno, usados en este análisis.

CAPÍTULO 7

7. ANÁLISIS ESTÁTICO LATERAL NO LINEAL DEL EDIFICIO PROTOTIPO.

7.1. Generalidades.

Este capítulo presenta los resultados del Análisis Estático Lateral No Lineal ("pushover") del pórtico prototipo resistente a momento con conexiones soldadas descrito en el capítulo 5, el mismo que fue

desarrollado con la ayuda del programa de computación de análisis no lineal DRAIN-2DX.

Los objetivos principales de este capítulo son (1) estudiar el comportamiento de uno de los pórticos del edificio prototipo ante la aplicación de fuerzas laterales estáticas, (2) obtener información relacionada a los parámetros de diseño tales como: sobrerresistencia, rigidez inicial, desplazamiento y deriva total, etc; y (3) analizar el comportamiento de los elementos de la estructura, con el fin de verificar si estos cumplen con los objetivos de desempeño (ODD).

Los objetivos (1) y (2) son conseguidos examinando la respuesta global del PEARM, mientras el objetivo (3) se consigue por medio del estudio de la respuesta local.

Las fuerzas laterales, aplicadas a uno de los pórticos paralelos al eje y , se basan en el procedimiento de fuerza lateral equivalente según ASCE/SEI 7-05, donde la fuerza lateral equivalente, $F_{y,dis}$, que es la fuerza lateral equivalente al sismo en el sentido Y para cálculo de resistencia (ver tabla 4.4a), es aplicada al pórtico prototipo. Las fuerzas se aplicaron de manera incremental hasta que el pórtico alcance una deriva total (de último piso) de 5%, en donde la deriva total se define como la relación entre el desplazamiento lateral del último piso y la altura total del pórtico expresada en porcentaje. El

desplazamiento lateral del último piso en la columna central, usado como parámetro de control en el análisis de desplazamientos, correspondiente al 5% equivale a un desplazamiento lateral de 1220 mm (48"). Finalmente, las cargas gravitacionales aplicadas al pórtico son aquellas descritas en el capítulo 5. Las cargas empleadas en el análisis no lineal representan la carga probable que está actuando en la estructura durante un sismo. En consecuencia, se utilizó la carga muerta total descrita en el capítulo 5 incluyendo el peso propio de los elementos más el 25% de la carga viva.

7.2. Comportamiento Global

7.2.1. Rigidez y Sobrerresistencia de los Pórticos

La Tabla 7.1 compara y resume algunos de los resultados del análisis estático pushover con el análisis elástico. La rigidez inicial K_{Δ} , calculada como la división entre el cortante basal para el desplazamiento total (del último piso) obtenido en el análisis elástico (sea éste en el análisis de resistencia o de derivas) es mayor al del estático pushover, y esto se debe principalmente a que el período fundamental (T_1) es mayor para el modelo no lineal y por lo tanto su rigidez menor. La diferencia entre períodos es de un 5% lo cual es aceptable en este tipo de análisis y modelos estructurales. Esta diferencia en la rigidez

inicial, conduce también que el desplazamiento elástico producido por el cortante basal de diseño, Δ_{el-dis} , sea mayor para el análisis pushover que para el elástico. Usando el procedimiento descrito en el capítulo 3, los desplazamientos laterales totales o de último piso para los niveles sísmicos DBE ($\Delta_{total,DBE}$) y MCE ($\Delta_{total,MCE}$) son calculados mediante las ecuaciones 3.3(a) y 3.3(b), y presentados en la Tabla 7.1.

La Figura 7.1 presenta la respuesta entre el cortante basal normalizado y la deriva total del PEARM objeto del presente estudio. Se puede observar que el modelo prototipo no-lineal desarrolla una sobrerresistencia significativa respecto al cortante basal de diseño normalizado, V_{dis}/W , donde V_{dis} y W son el cortante basal de diseño y el peso sísmico efectivo, respectivamente. La magnitud del cortante basal para los niveles DBE y MCE (V_{DBE} y V_{MCE} , respectivamente) está relacionada con el cortante basal de diseño, V_{dis} , mediante un factor de sobrerresistencia. Estas relaciones fueron definidas en el capítulo 3 y las ecuaciones son repetidas a continuación

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{dis} \quad (3.7a)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{dis} \quad (3.7b)$$

Donde Ω_{DBE} y Ω_{MCE} son los factores de sobrerresistencia para los niveles DBE y MCE.

Los valores de Ω_{DBE} y Ω_{MCE} basados en el análisis estático pushover se incluyen en la Tabla 7.1. Estos valores son obtenidos dividiendo los cortantes basales en las derivas $\theta_{total,DBE}$ y $\theta_{total,MCE}$ para el V_{dis} ; donde $\theta_{total,DBE}$ y $\theta_{total,MCE}$ son las derivas totales en los niveles sísmicos DBE y MCE, respectivamente (Ecuaciones 3.4.a y 3.4.b). Esta tabla también presenta la sobrerresistencia en la primera fluencia Ω_y , y la sobrerresistencia máxima, Ω_{max} , que ocurre para una deriva total de 5%. La Tabla 7.1, incluye los valores de V_y , V_{DBE} , V_{MCE} y V_{MAX} normalizados para el peso sísmico muerto, W , del pórtico donde V_y es el cortante basal en la primera fluencia y V_{MAX} es el cortante basal máximo, que ocurre al 5% de deriva total.

De la Figura 7.1 y de los valores de la Tabla 7.1, se puede observar de que a pesar de que el pórtico fue diseñado para una relación $V_{dis}/W = 0.0766$, en realidad alcanzó una capacidad $V/W = 0.33$ cumpliendo fehacientemente los objetivos de desempeño que se tratarán posteriormente. Como consecuencia de esto, se concluye que el pórtico tiene una sobrerresistencia mayor ($\Omega_{MCE} = 0.33/0.0766 = 4.3$) de la que

estipula la publicación ASCE/SEI 7-05 para este tipo de PEARM ($\Omega_{MCE} = 3$), y esto radica en el hecho de que ASCE/SEI 7-05 considera un factor de modificación de respuesta $R = 8$; mientras en este estudio se consideró de suma importancia, por los problemas en el estado del arte y de la práctica en PEARM tratados en el capítulo 2, que el factor de modificación de respuesta R , sea igual a 6. Si multiplicamos el factor de sobrerresistencia de $3 \times 8/6$ se obtiene un factor de sobrerresistencia de 4, valor muy cercano a los obtenidos en este estudio ($\Omega_{DBE} = 4.17$, $\Omega_{MCE} = 4.31$ y $\Omega_{MAX} = 4.33$).

De la Fuente (2007) incluyó una forma simplificada de análisis inelástico por medio de la Teoría de Análisis al Límite para un PEARM similar a los estudiados en la presente investigación. De la Fuente estudió tres mecanismos de desplazamientos: Mecanismo de Desplazamiento Lateral de Columnas, Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga en sentido X y Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga en sentido Y (ver Figuras 7.2a y 7.2b). Con el objetivo de verificar los valores de sobrerresistencia del pórtico prototipo obtenidos mediante el análisis estático lateral no lineal, se desarrollaron los mismos mecanismos de colapso estudiados por De la Fuente. A continuación se describe el mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga en sentido Y, el cual resultó ser el más crítico.

Como se observa en la Figura 7.2(b), en un Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga a diferencia del Mecanismo de Desplazamiento Lateral de Columnas, se producen 2 articulaciones plásticas en todas las vigas y una articulación plástica en la base de las columnas. Se trabajará con el principio de la Conservación de la Energía.

De la Figura 7.2 (b) se calcula el trabajo externo:

$$EW = F_1\Delta_1 + F_2\Delta_2 + \dots + F_6\Delta_6$$

$$\Delta_1 = \theta_c h_1; \quad \Delta_2 = \theta_c (h_1 + h_2); \dots \quad \Delta_6 = \theta_c (h_1 + 5h_2)$$

Combinando las dos fórmulas anteriores obtenemos:

$$EW = \theta_c \sum F_i h_i \quad (7.1)$$

en donde EW es el trabajo externo, θ_c es el ángulo de rotación de la columna, F_i son las fuerzas aplicadas al edificio y h_i es la altura del piso i medida desde la base del edificio.

El trabajo interno de la estructura se define por la siguiente ecuación:

$$IW = \sum M_{pb} \theta_b + \sum M_{pc} \theta_c \quad (7.2)$$

La Figura 7.2(c) muestra un tramo de una viga del edificio en detalle. Con esta figura se puede determinar el valor de θ_b mediante relación de triángulos:

$$\theta_b = \frac{L}{L_b} \cdot \theta_c \quad (7.3)$$

Reemplazando 7.3 en 7.2:

$$IW = \theta_c \left(\sum M_{pb} \frac{L}{L_b} + \sum M_{pc} \right) \quad (7.4)$$

Considerando que trabajo externo es igual a trabajo interno, se igualan las ecuaciones 7.1 y 7.4, quedando la ecuación:

$$\sum F_i h_i = \sum M_{pb} \frac{L}{L_b} + \sum M_{pc} \quad (7.5)$$

A continuación se procede a calcular el momento plástico de las vigas orientadas en la dirección del eje Y, y de las columnas del primer entrepiso. Para el cálculo de momentos de las vigas se utilizaron las formulas:

$$M_{ph} = Z_x R_y F_y \quad (7.6)$$

Todas las variables que intervienen en esta ecuación fueron definidas anteriormente. La evaluación de la ecuación 7.6 se presenta en la Tabla 7.2.

Para el cálculo de los momentos en las columnas se consideró la reducción por carga axial, mediante la siguiente fórmula:

$$M_{pc} = Z_c \left(R_y F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \quad (7.7)$$

en donde todas las variables que intervienen en esta ecuación fueron definidas en capítulos anteriores. Este cálculo se detalla en la Tabla 7.3.

Para poder tener el lado derecho de la ecuación 7.5 resuelto, falta determinar el valor de L/L_b , que se detalla a continuación:

$$L_b = L - \frac{d_c}{2} - \frac{d_b}{3} \quad (7.8)$$

$$L_b = 8.70m$$

$$\frac{L}{L_b} = \frac{9.15}{8.70} = 1.05$$

en donde L es la luz del tramo y L_b es la distancia entre articulaciones plásticas. La distancia $d_o/2 - d_b/3$ fue explicada en capítulos anteriores y corresponde al tipo de conexión utilizada en este estudio. Esta longitud, $L_b = 8.70\text{m}$, entre articulaciones plásticas, se lo tomó como ejemplo de cálculo y corresponde específicamente al caso de las vigas de los dos pisos inferiores. La longitud entre articulaciones plásticas de las vigas de los pisos superiores varía porque las secciones de las vigas y columnas son diferentes.

Con la ayuda de la Tabla 7.2 y el resultado de L/L_b , se resuelve el lado derecho de la ecuación 7.5. Para determinar el momento plástico en las vigas se multiplican las 12 articulaciones que se forman en las vigas (ver Figura 7.2. b) por la sumatoria de los momentos calculados en la Tabla 7.2:

$$\sum M_{ph} = 12 \cdot (500) = 6009 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para los momentos en las columnas sólo se considera la sumatoria de momentos en las columnas de la planta baja, detallada en la Tabla 7.3, ya que sólo se forma una articulación plástica por columna:

$$\sum M_{pc} = 2588 \text{ ton} \cdot m$$

A continuación se resuelve el lado derecho de la ecuación 7.5:

$$\sum M_{ph} \frac{L}{L_b} + \sum M_{pc} = 8598 \text{ ton} \cdot m$$

Para determinar el lado izquierdo de la ecuación 7.5 se utilizó la Tabla 7.4, que fue parte del procedimiento de las fuerzas laterales equivalentes. La Tabla 7.4 detalla la distribución del cortante basal en sentido Y. Con esta tabla se puede determinar el lado izquierdo de la ecuación 7.5 para calcular la carga que produce el colapso de un pórtico del edificio:

$$18.40V = 8598 \text{ ton} \cdot m$$

$$V = 467 \text{ ton}$$

La carga que produce el colapso de todos los pórticos es:

$$V_{total} = 467.0 \text{ ton} \cdot 7 \text{ pórticos} = 3271 \text{ ton}$$

Del análisis estático lateral no lineal, se determinó que el cortante que produce el colapso es 3421.4 ton. Si se divide este último valor para el V_{total} determinado arriba resulta 1.05; es

decir, existe un 5% de diferencia entre ambos valores. Por el método de la Teoría de Análisis al Límite el factor de sobrerresistencia resultó 4.13, mientras en el análisis estático lateral resultó $\Omega_{MAX} = 4.33$.

La Figura 7.3 ilustra la distribución de cortantes de entrepiso normalizado del pórtico prototipo cuando la deriva total iguala el 5% de la altura del mismo. En la misma gráfica se ilustran los cortantes de entrepiso normalizados obtenidos del procedimiento de fuerzas laterales equivalente de ASCE/SEI 7-05, descrito en el capítulo 4.

7.2.2. Estados Límites del Pórtico.

La Figura 7.4 grafica el cortante basal normalizado vs deriva total ($V/W - \theta_{total}$) para el pórtico en estudio, en la cual se indica el inicio de cada estado límite. A partir de esta gráfica, se puede observar que la primera fluencia ocurre en las vigas del segundo piso para un cortante basal de $0.196W$ ($\theta_{total} = 0.93\%$); luego casi instantáneamente fluye la primera zona de panel para un cortante basal de $0.199W$ ($\theta_{total} = 0.94\%$). La primera fluencia de las columnas de la planta baja, a nivel del suelo, ocurre para un cortante basal de $0.274W$ ($\theta_{total} = 1.15\%$), y

finalmente el primer pandeo de una viga ocurre para un cortante basal de $0.332W$ ($\theta_{total} = 4.49\%$).

Es sumamente importante recalcar en esta parte del estudio, que las columnas de los pisos superiores no desarrollaron fluencia. Las articulaciones plásticas se presentaron en las zonas de panel, vigas y en la base de las columnas de la planta baja. Esta respuesta cumple con los criterios generales con los que la estructura fue diseñada. De la Figura 7.4, se concluye que el diseño cumple los requisitos de Desempeño Estructural de seguridad de Vida para el nivel DBE (Tabla 3.3 y Figura 3.3), e inclusive por el nivel de sobrerresistencia que posee el pórtico, no existió pandeo de vigas sino hasta pasar el nivel MCE; lo que concluye que el pórtico a la vez cumplió los niveles de Prevención de Colapso para nivel MCE (Tabla 3.2)

7.2.3. Desplazamiento de Piso y Deriva de Entrepiso.

Los desplazamientos de cada piso se determinaron tomando como punto de referencia el nudo maestro de la zona de panel, comprendido entre las columnas centrales de cada piso.

La Figura 7.5(a) presenta los desplazamientos de piso del edificio (a una deriva total del 5%) para el modelo analítico de

DRAIN-2DX y la Figura 7.5(b) muestra las derivas de entrepiso del mismo, de donde se puede apreciar que la deriva entrepiso máxima resulta mayor que el 5% de deriva total.

Las Figuras 7.6(a) y 7.6(b) ilustran el desplazamiento lateral de cada piso y la deriva de entrepiso, respectivamente, bajo diferentes niveles de deformación. Al momento de la primera fluencia ($1\Delta_y$), los entrepisos intermedios (2do, 3ro, 4to y 5to piso) son los que presentan ligeramente mayor deriva de entrepiso. Cuando ocurre un desplazamiento de $2\Delta_y$ siguen los mismos entrepisos dominando las derivas; lo mismo que ocurre con un desplazamiento de $3\Delta_y$. A un desplazamiento de $4\Delta_y$, el 1er entrepiso ya se encuentra entre los que presentan mayor deriva mientras el 5to entrepiso queda rezagado. Finalmente, para un desplazamiento de $5\Delta_y$, la estructura casi llega a los niveles de deriva de entrepiso, cuando ocurre el 5% de deriva total.

7.3. Comportamiento Local

7.3.1. Vigas

Antes de reportar el comportamiento de las vigas, es importante indicar, que el monitoreo de las mismas se efectuó en las

posibles zonas de articulación plástica, tanto en los resortes rotacionales como en los elementos vigas elásticos; que se detallaron en la sección 5.2.1

Los momentos flectores fueron tomados a partir de los elementos elásticos adyacentes a la rótula plástica; mientras que las rotaciones fueron tomadas a partir de los resortes simuladores de la rótula plástica. A partir de estos datos, se construyeron gráficas que relacionan, el momento flector con la rotación en las rótulas plásticas.

La Figura 7.7 muestra seis gráficas de resultados que son representativos del comportamiento de las vigas del pórtico en estudio. En las ordenadas se muestra la relación entre el momento flector de la viga (M_b) y el momento plástico teórico (M_{pb}), mientras que en las abscisas se presenta la rotación (θ_b), expresada en porcentaje. Las Figuras 7.7(a) y 7.7(b) muestran, y representan, el comportamiento que tuvieron dos vigas, una interior y otra exterior, en el primer piso del pórtico. Se puede observar, que los niveles de momentos y rotaciones llegan a ser bastante parecidos en ambas articulaciones de las vigas y en ambos tipos. Este comportamiento se repitió en el segundo piso.

Las Figuras 7.7(c) y 7.7(d), ilustran el comportamiento de dos vigas, una interior y otra exterior, del tercer piso. Se observa claramente que la viga exterior, en su lado derecho, presenta rotaciones mucho mas grandes que en el lado izquierdo; a casi un mismo nivel de momento. Esto se repitió en el cuarto piso. Esto se explica por el hecho de que las zonas de panel exteriores absorbieron una pequeña cantidad de deformación, mientras las interiores absorben mucho mas.

Finalmente, las Figuras 7.7(e) y 7.7(f), presentan el comportamiento de dos vigas, una interior y otra exterior, del quinto piso. Se observa que el comportamiento es similar al del tercer piso, con la diferencia que las rotaciones y momentos son muchos más pequeños. Este comportamiento se repitió en el sexto piso, donde incluso algunas vigas no experimentaron rotaciones plásticas.

La Tabla 7.5 resume las relaciones M_b/M_{pb} , y las rotaciones de todas las vigas de cada piso, para una deriva total del 5%.

7.3.2. Columnas

El comportamiento local de las columnas se lo determinó analizando los momentos y las rotaciones ocurridas en la base y en el tope de las mismas.

La base teórica por la cual se monitoreó las rotaciones en los extremos de la columna, es por el mecanismo de desplazamiento se espera que tenga el pórtico y por los objetivos de desempeño; los cuales buscan que solo las bases de las columnas de la planta baja desarrollen articulaciones plásticas.

La Figura 7.8(a) muestra el comportamiento de una de las columnas del primer entreciso, mientras las Figuras 7.8(b) a 7.8(f) muestran el comportamiento de una columna de los entrecisos superiores. De la Figura 7.8(a), se observa, que solo la base de la columna desarrolla un articulación plástica, mientras la parte superior no experimenta deformaciones inelásticas. Este último comportamiento, de la parte superior de la columna del primer entreciso, es el que se repitió en todos los entrecisos superiores, tanto en sus bases como en sus partes superiores, y lo ilustra claramente las Figura 7.8(b) a 7.8(f). Esto se debe a que durante el procedimiento de diseño

se diseñó la estructura de tal forma que se cumpla el criterio de Columna Fuerte – Viga Débil.

Regresando al tema de los objetivos de diseño, se puede concluir que el pórtico los cumple fehacientemente, puesto que sólo las bases de las columnas de la planta baja presentan fluencia.

La Tabla 7.6, resume las relaciones (M/M_{pc}) y rotaciones plásticas desarrolladas por las columnas de todos los entrepisos; de donde se observa nuevamente, el hecho de que las columnas de los pisos superiores y el tope de las columnas del primer piso no experimentaron rotaciones plásticas (θ_p).

7.3.3. Zonas de Panel

El comportamiento local de las zonas de panel fue monitoreado en el par de resortes de longitud cero que conforman dichas zonas. Como se explicó en la sección 5.3, cada resorte monitorea un comportamiento diferente, el primero es un resorte elasto- plástico mientras el segundo es un resorte elasto plástico perfecto.

Las Figuras 7.9(a) y Figura 7.9(b), muestran el comportamiento de una zona de panel exterior e interior del primer piso, respectivamente, por medio de la gráfica rotación vs. momento flector. Se puede observar que la zona de panel exterior se mantiene elástica mientras que la zona de panel interior experimenta comportamiento inelástico. Las Figuras 7.9(c) a 7.9(g) muestran las zonas de panel internas de los otros pisos. De estas figuras, es importante mencionar que a partir del tercer piso se vuelve más grande la diferencia; lo cual está directamente relacionado con lo mencionado en el comportamiento local de vigas. La Tabla 7.7 presenta un resumen de momento, relación de cortante resistido para cortante de diseño y rotaciones máximas.

Las Figuras 7.10(a), 7.10(b) y 7.10(c) ilustran como se fue comportando localmente el pórtico de estudio para una deformación Δ_y , $3\Delta_y$ y para $5.4\Delta_y$ (equivalente al θ_{total} del 5%), respectivamente. Se puede observar que a Δ_y las deformaciones ocurren en las vigas a un máximo de 0.01 rad, mientras las deformaciones en las columnas son despreciables. A $3\Delta_y$ las deformaciones en las vigas aumentan a un máximo de 0.04 rad, y las columnas ya experimentan deformaciones de máximo 0.01 rad. A $5.4\Delta_y$ las vigas llegan a niveles de rotaciones de máximo 0.06 rad y las columnas a 0.05 rad.

7.4. Resumen

Este capítulo presentó los resultados del análisis estático lateral no lineal (*pushover*) al cual fue sometido el pórtico prototipo. La primera parte trata de forma global la respuesta del pórtico; es decir, se analiza las derivas de entrepiso, deriva total, sobrerresistencia del pórtico y cortantes basales importantes. La segunda parte, analiza el comportamiento local de la estructura; es decir, vigas, columnas y zonas de panel, con el fin de determinar si la estructura cumplió con los ODD.

Tabla 7.1 Resultados del Análisis Elástico y Estático Lateral No Lineal del Pórtico Prototipo (eje y)

	Análisis Elástico		Análisis Estático Lateral No Lineal	
	PEARM (T,m,s)	PEARM (KN,mm,s)	PEARM (T,m,s)	PEARM (KN,mm,s)
T_1 (seg)	1,51	1,51	1,59	1,59
T_{dis} (seg)	1,305	1,305	-----	
$K_{f-\Delta}$	10000	98,1	8850	86,8
$\Delta_{ult-piso-derivas}$	0,068	68,2	-----	-----
$\Delta_{ult-piso-resist}$	0,078	78,9	0,089	89
$\Delta_{total,DBE}$	0,435	435	0,568	568
$\Delta_{total,MCE}$	0,652	652	0,852	852
Ω_y	-----		2,55	
Ω_{DBE}	-----		4,17	
Ω_{MCE}	-----		4,31	
Ω_{MAX}	-----		4,33	
V_y/W	-----		0,196	
V_{DBE}/W	-----		0,32	
V_{MCE}/W	-----		0,331	
V_{MAX}/W	-----		0,332	
Deriva Total	$\theta_{total,y}$	-----		0,93%
	$\theta_{total,DBE}$	-----		2,33%
	$\theta_{total,MCE}$	-----		3,49%
	$\theta_{total,MAX}$	-----		5,01%
Deriva de entrepisos	θ_y	-----		1,11%
	θ_{DBE}	-----		2,91%
	θ_{MCE}	-----		4,35%
	θ_{MAX}	-----		6,01%

Tabla 7.2 Momento Plástico en las vigas orientadas en dirección y

Tipo de sección	Sección		Z_x	$M_{pb} = Z_x R_y F_y$
	Alas	Alma	cm^3	ton-m
Viga 6to piso	200x15	500x8	2045	71
Viga 5to piso	200x15	500x8	2045	71
Viga 4to piso	200x20	500x8	2580	89
Viga 3er piso	200x20	500x8	2580	89
Viga 2do piso	200x20	500x8	2580	90
Viga 1er piso	200x20	500x8	2580	90
			$\Sigma M_{pb} =$	500

Tabla 7.3 Momentos en las Columnas calculados para obtener el Mecanismo de Desplazamiento Lateral de Columnas

Columnas del 1er piso	P_{uc} ton	M_{pc} ton-m
Pórtico 1	222	390
Pórtico 2	500	364
Pórtico 3	496	364
Pórtico 4	496	364
Pórtico 5	496	364
Pórtico 6	500	365
Pórtico 7	222	377
ΣM_{pc}		2588

Tabla 7.4. Distribución del Cortante Basal en dirección Y

PISO	C_{vy} (% V_b)	h_i (m)	$F_i h_i$ ton-m
6	0,315	24,39	7,672
5	0,251	20,43	5,134
4	0,190	16,46	3,128
3	0,131	12,50	1,633
2	0,079	8,54	0,672
1	0,035	4,57	0,159
Total	1,000	86,89	18,40

Tabla 7.5 Resumen de resultados del análisis pushover en las vigas para una deriva total del 5%.

Piso	Claro	$(M_p/M_{pb})_{max}$		θ_{bmax}	
		Lado Izquierdo	Lado Derecho	Lado Izquierdo	Lado Derecho
6	1	1.18	1.22	0.0258	0.0106
	2	0.8	1.02	0.0113	0.0125
	3	0.85	1.04	0.0129	0.0122
	4	0.84	1.04	0.0126	0.0122
	5	0.84	0.98	0.0126	0.0117
	6	0.91	1.18	0.0118	0.0252
5	1	1.19	1.17	0.0351	0.0160
	2	1.04	1.17	0.0163	0.0162
	3	1.04	1.17	0.0165	0.0162
	4	1.04	1.17	0.0165	0.0156
	5	1.05	1.16	0.0159	0.0152
	6	1.07	1.22	0.0154	0.0352
4	1	1.26	1.22	0.0465	0.0232
	2	1.2	1.21	0.0232	0.0235
	3	1.2	1.21	0.0236	0.0237
	4	1.2	1.21	0.0237	0.0237
	5	1.2	1.21	0.0238	0.0239
	6	1.2	1.27	0.0240	0.0469
3	1	1.28	1.24	0.0544	0.0315
	2	1.22	1.23	0.0316	0.0316
	3	1.22	1.23	0.0316	0.0316
	4	1.22	1.23	0.0317	0.0315
	5	1.22	1.23	0.0316	0.0316
	6	1.23	1.29	0.0318	0.0543
2	1	1.29	1.29	0.0579	0.0531
	2	1.28	1.29	0.0531	0.0530
	3	1.28	1.29	0.0530	0.0529
	4	1.28	1.29	0.0529	0.0530
	5	1.28	1.29	0.0530	0.0530
	6	1.28	1.29	0.0531	0.0579
1	1	1.28	1.28	0.0532	0.0476
	2	1.26	1.28	0.0476	0.0475
	3	1.26	1.28	0.0475	0.0474
	4	1.26	1.28	0.0475	0.0464
	5	1.32	1.27	0.0464	0.0473
	6	1.27	1.29	0.0474	0.0530

Tabla 7.6 Resumen de resultados del análisis pushover en las columnas para una deriva total del 5%.

Entrepiso	Columna	M/M _{pc}		θ _p	
		Base	Superior	Base	Superior
6	1	0.228	0.380	0	0
	2	0.127	0.637	0	0
	3	0.148	0.619	0	0
	4	0.150	0.622	0	0
	5	0.150	0.622	0	0
	6	0.140	0.630	0	0
	7	0.260	0.397	0	0
5	1	0.114	0.591	0	0
	2	0.256	0.815	0	0
	3	0.256	0.815	0	0
	4	0.257	0.833	0	0
	5	0.258	0.837	0	0
	6	0.254	0.828	0	0
	7	0.144	0.639	0	0
4	1	0.136	0.503	0	0
	2	0.277	0.671	0	0
	3	0.272	0.660	0	0
	4	0.274	0.659	0	0
	5	0.279	0.659	0	0
	6	0.279	0.664	0	0
	7	0.142	0.485	0	0
3	1	0.291	0.396	0	0
	2	0.520	0.510	0	0
	3	0.529	0.513	0	0
	4	0.532	0.512	0	0
	5	0.530	0.511	0	0
	6	0.535	0.504	0	0
	7	0.298	0.393	0	0
2	1	0.398	0.085	0	0
	2	0.566	0.165	0	0
	3	0.558	0.161	0	0
	4	0.556	0.159	0	0
	5	0.567	0.163	0	0
	6	0.566	0.160	0	0
	7	0.419	0.095	0	0
1	1	0.980	0.223	0.0403	0
	2	0.962	0.123	0.0415	0
	3	0.964	0.115	0.0418	0
	4	0.964	0.113	0.0418	0
	5	0.965	0.114	0.0417	0
	6	0.967	0.122	0.0415	0
	7	0.959	0.241	0.0394	0

Tabla 7.7 Resumen de resultados del análisis pushover en zonas de panel para una deriva total del 5%.

Piso	Zona de panel	Máximos		
		Rotación	Momento Ton-m	$V_{dem}/\phi V_p$
6	1	0.001925	75.58	0.54
	2	0.01724	124.43	0.89
	3	0.01542	121.57	0.87
	4	0.0157	122.01	0.87
	5	0.01576	122.1	0.87
	6	0.01645	123.1	0.88
	7	0.001974	77.49	0.55
5	1	0.001836	72.09	0.51
	2	0.02339	134.1	0.96
	3	0.02313	133.69	0.95
	4	0.02308	133.61	0.95
	5	0.02375	134.66	0.96
	6	0.0242	135.41	0.97
	7	0.001878	73.74	0.53
4	1	0.001851	93.48	0.52
	2	0.0281	184.17	1.03
	3	0.02779	183.54	1.03
	4	0.02769	183.35	1.02
	5	0.0277	183.36	1.02
	6	0.02756	183.08	1.02
	7	0.001868	94.36	0.53
3	1	0.001765	89.13	0.5
	2	0.02671	181.36	1.01
	3	0.02659	181.12	1.01
	4	0.02659	181.05	1.01
	5	0.02671	181.35	1.01
	6	0.02655	181.04	1.01
	7	0.001806	91.35	0.51
2	1	0.0013	84.78	0.36
	2	0.0065	185.07	0.78
	3	0.0065	185.18	0.78
	4	0.0066	185.31	0.78
	5	0.0065	185.23	0.78
	6	0.0065	185.04	0.78
	7	0.0013	85.6	0.36
1	1	0.0012	77.43	0.33
	2	0.0059	182.54	0.78
	3	0.0059	182.68	0.78
	4	0.0060	182.91	0.78
	5	0.0070	187.11	0.80
	6	0.0060	182.94	0.78
	7	0.0012	79.99	0.34

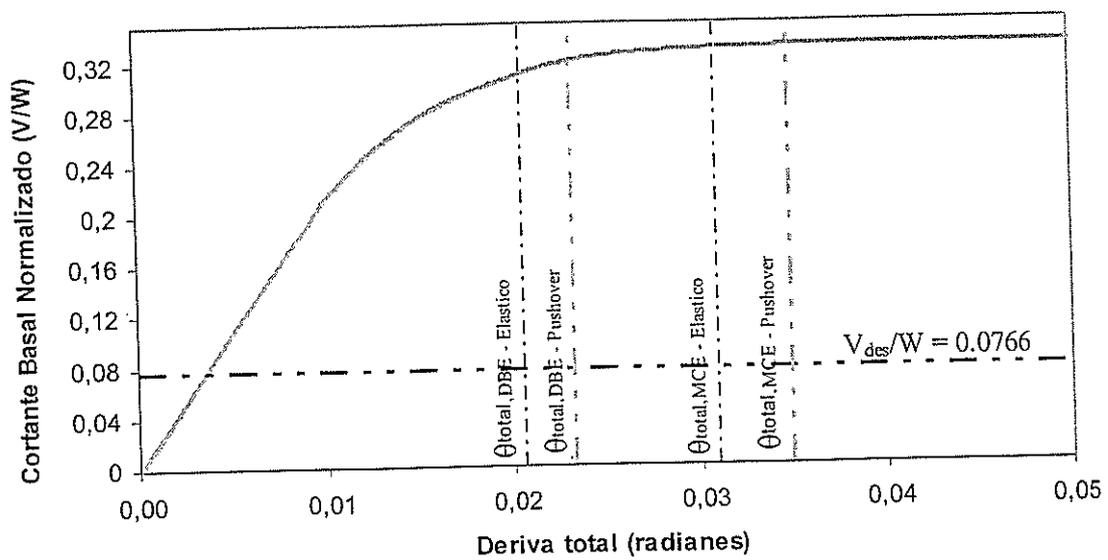
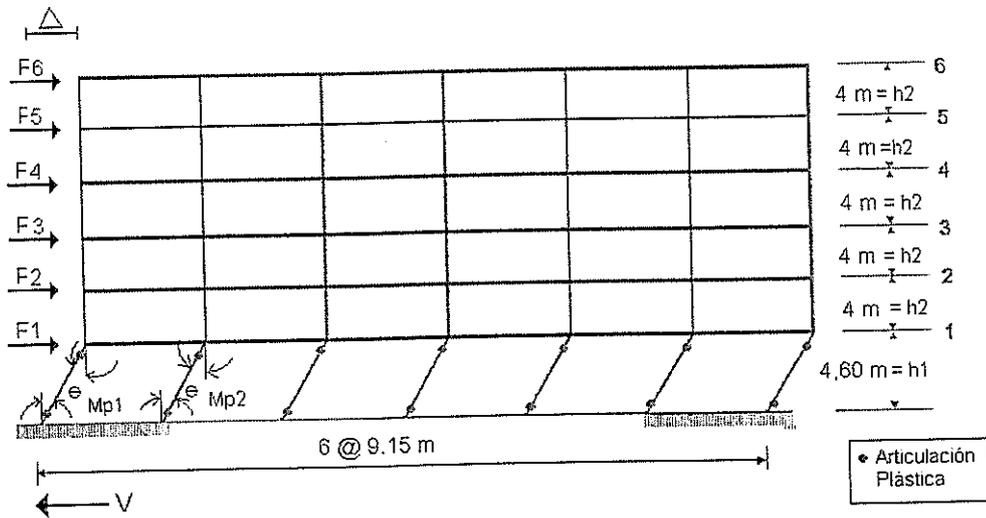
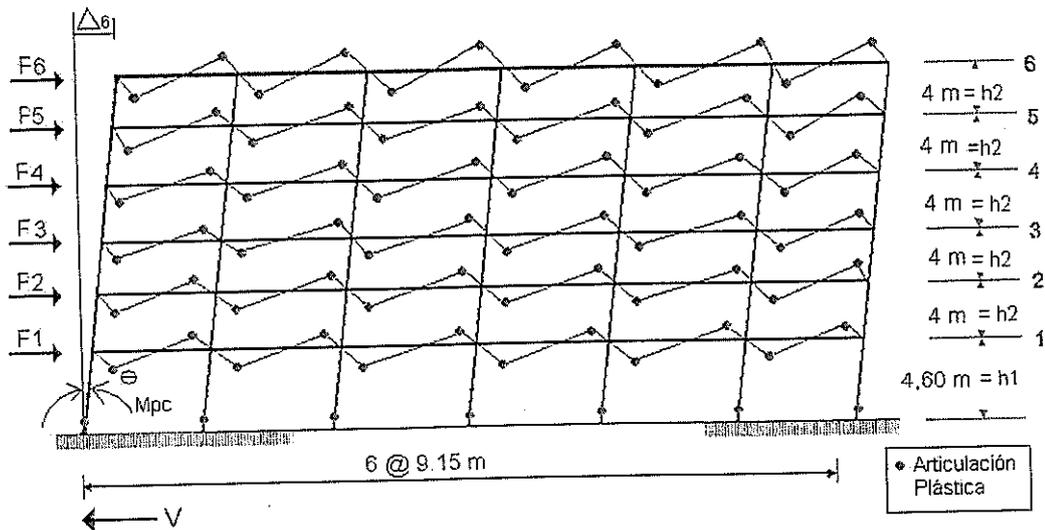


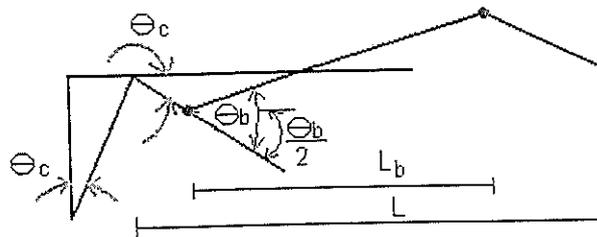
Figura 7.1. Cortante Basal Normalizado vs. deriva total



(a) Mecanismo de Desplazamiento Lateral de Columnas



(b) Esquema del Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga



(c) Detalle de un Tramo del Mecanismo de Desplazamiento Lateral – Viga

7.2. Mecanismos de Desplazamiento (tomado de De la Fuente 2007)

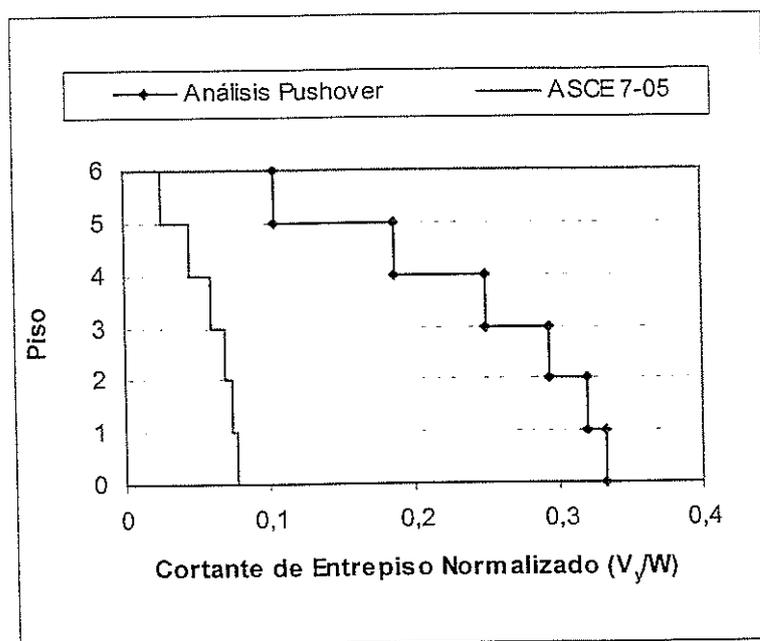


Figura 7.3 Distribución de los cortantes de entrepiso normalizados al 5% de la deriva.

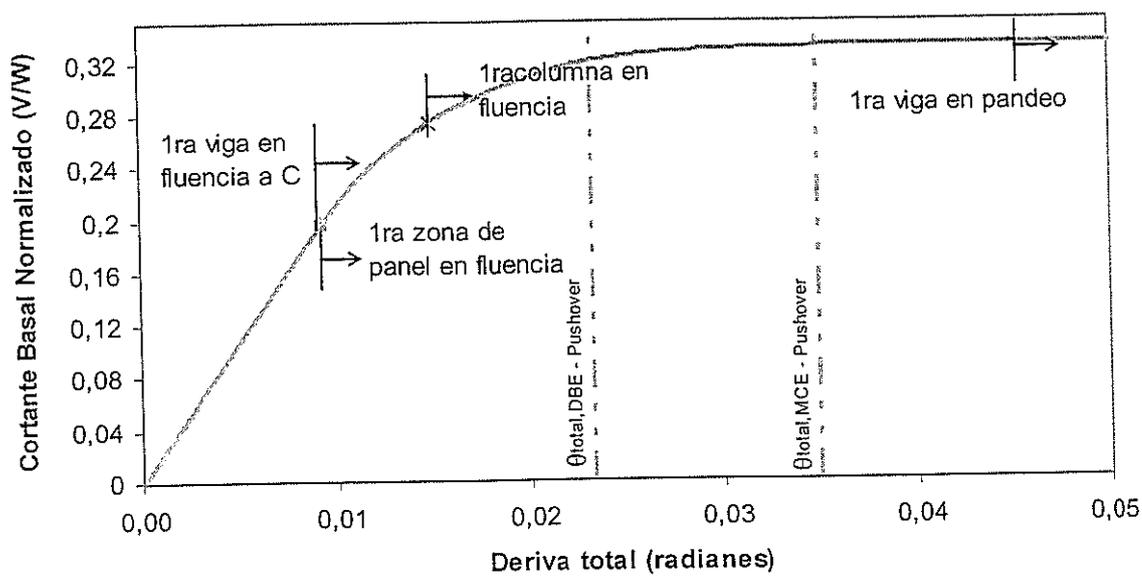


Figura 7.4 Cortante Basal Normalizado vs. deriva total de piso, y Estados Límites del pórtico prototipo.

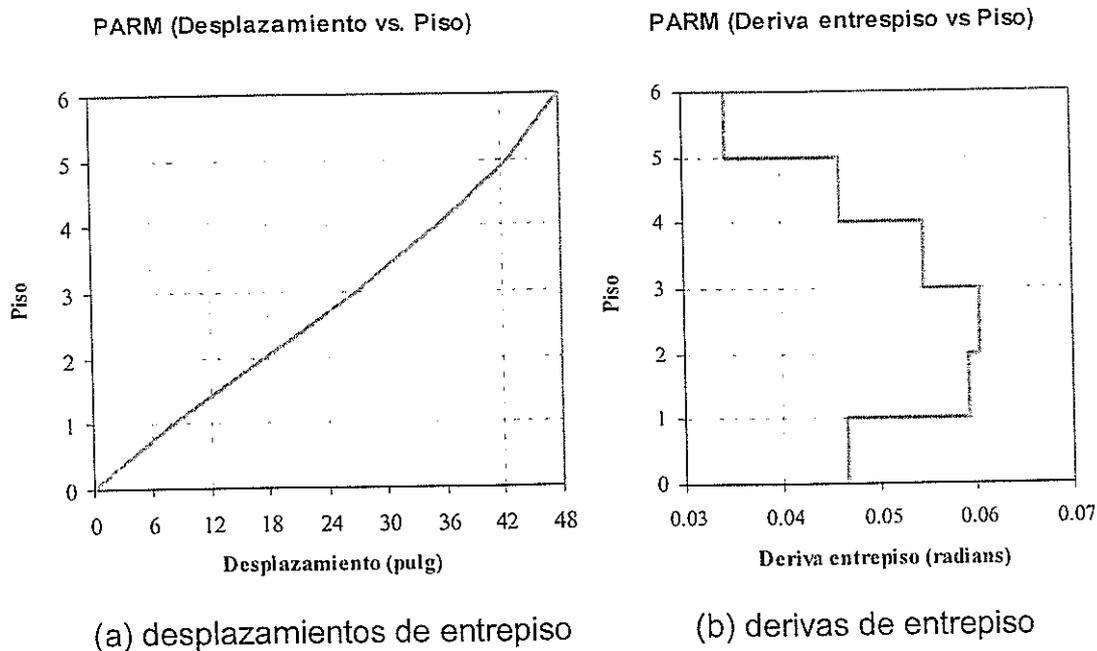


Figura 7.5 Desplazamientos de piso y derivas de entrepiso al 5% de la deriva total obtenidos del análisis estático lateral.

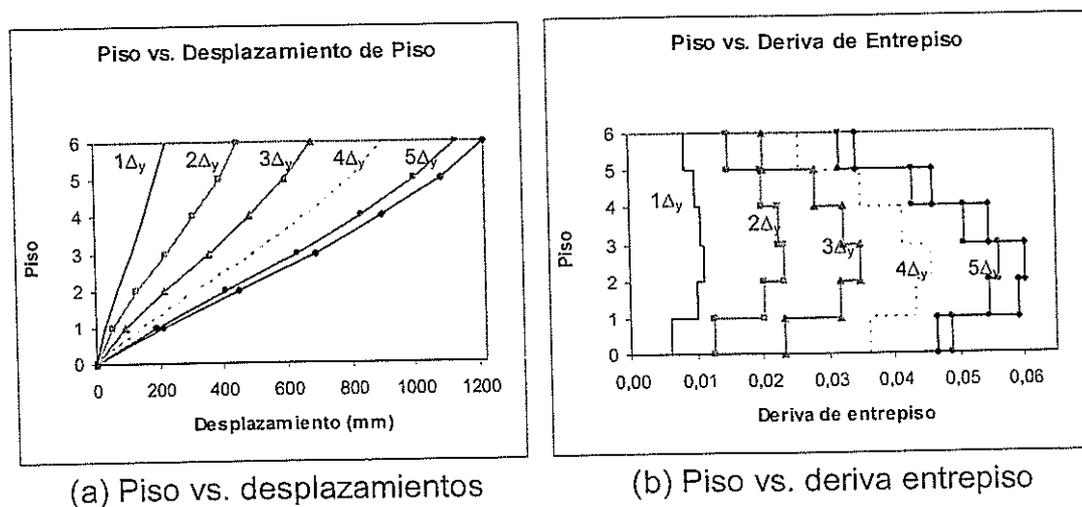
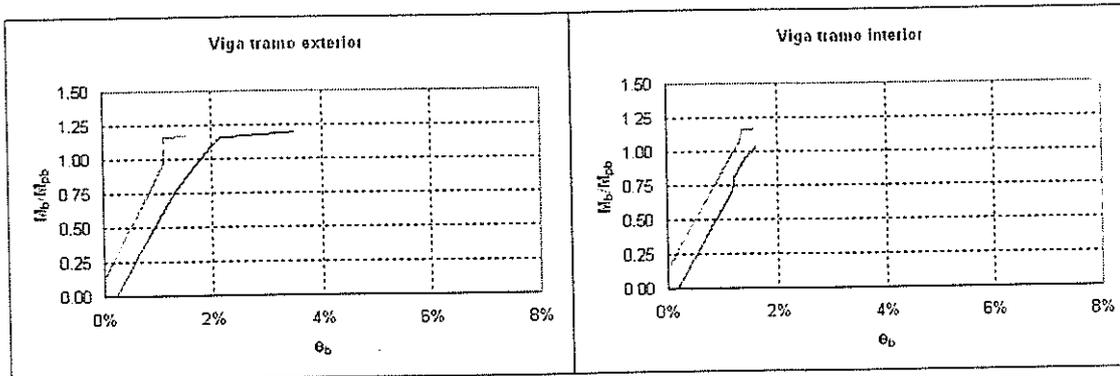


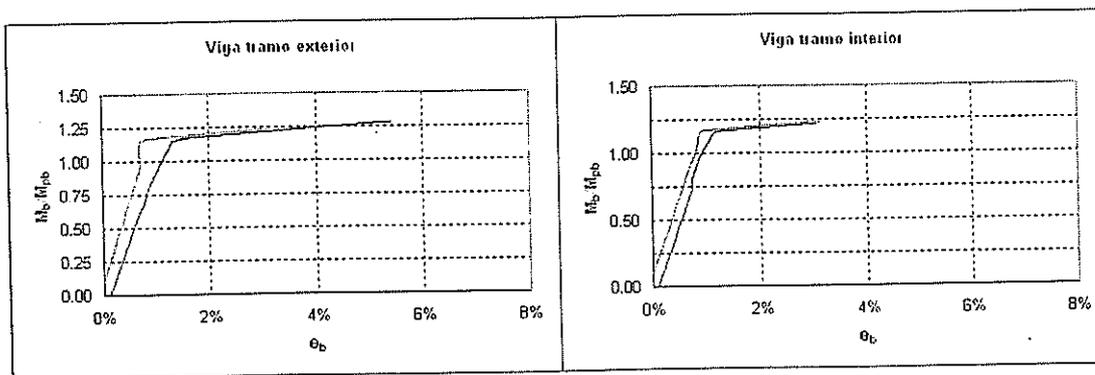
Figura 7.6 Desplazamientos y derivas de entrepiso para un PEARM bajo diferentes niveles de deformación (Δ_y = desplazamiento total en la primera fluencia).

M_b/M_{pb} vs. θ_b
 — lado izquierdo — lado derecho



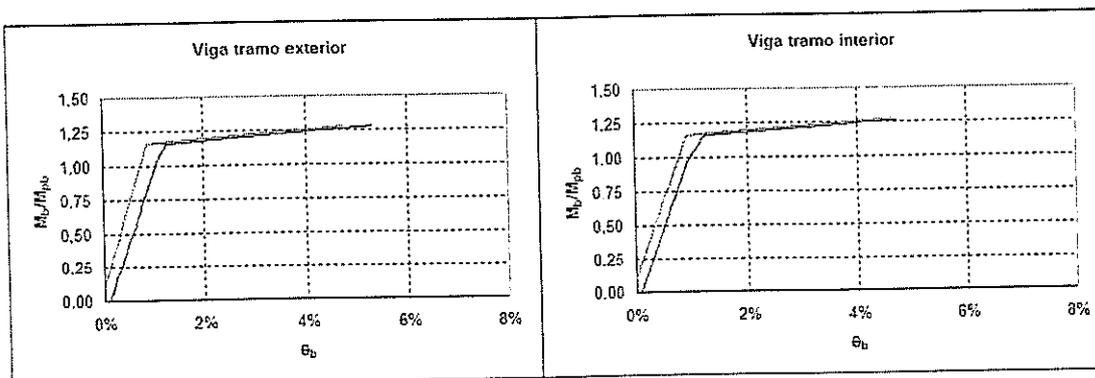
(e) Viga de 5to piso, tramo exterior.

(f) Viga de 5to piso, tramo interior.



(c) Viga de 3er piso, tramo exterior.

(d) Viga de 3er piso, tramo interior.



(a) Viga de 1er piso, tramo exterior

(b) Viga de 1er piso, tramo interior.

Figura 7.7. Comportamiento típico de vigas del pórtico prototipo.

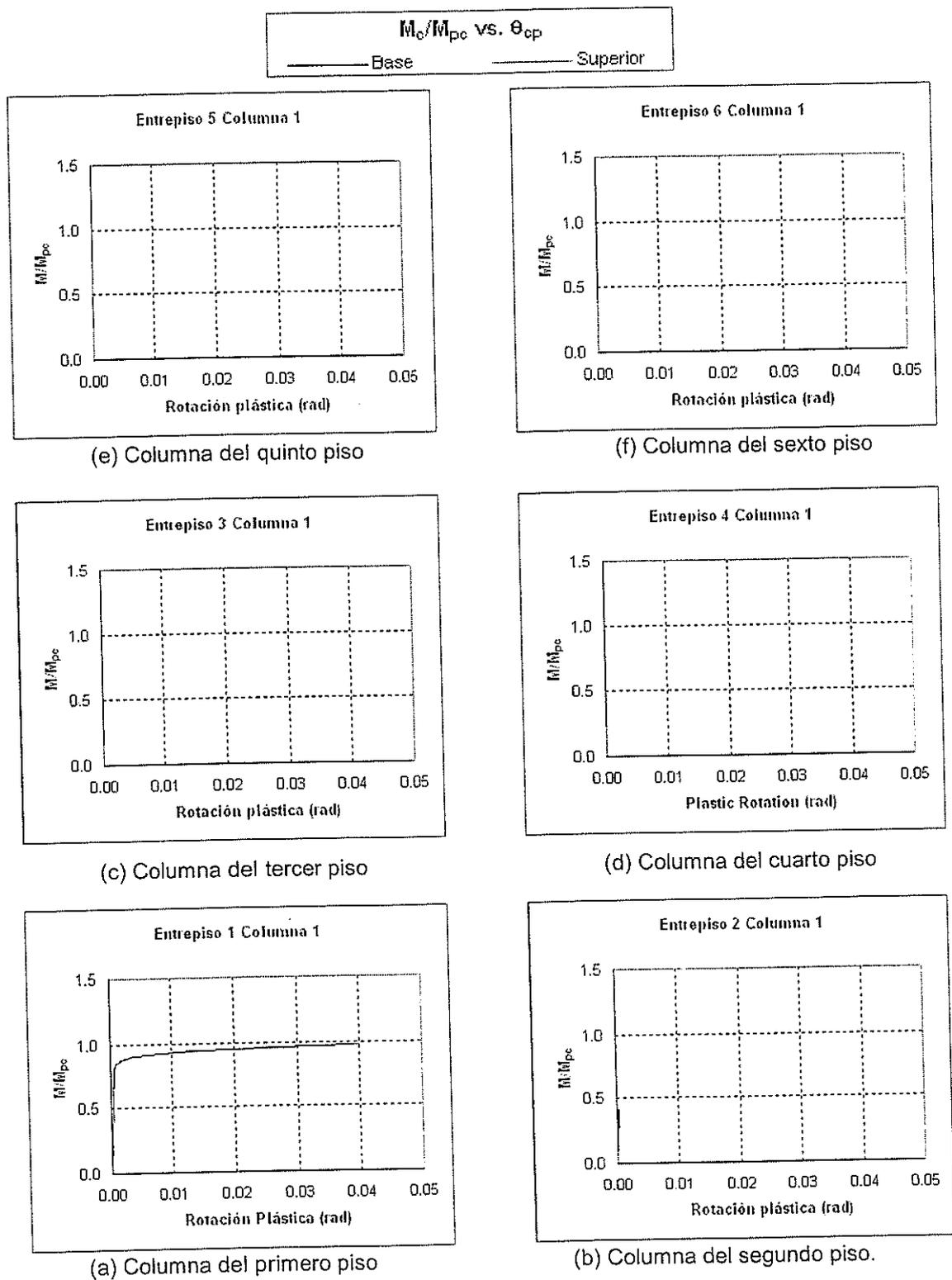
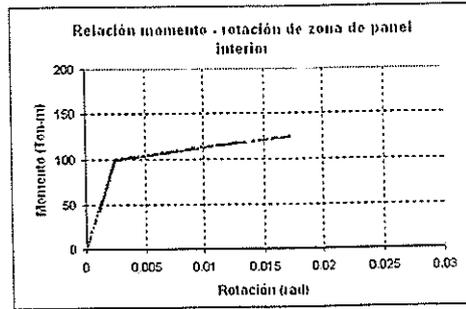
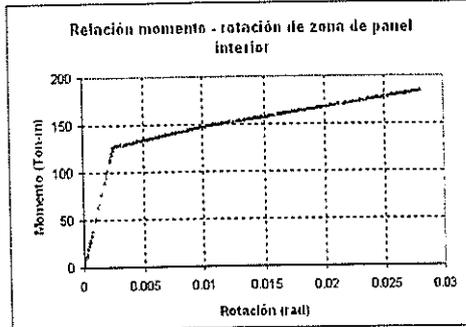


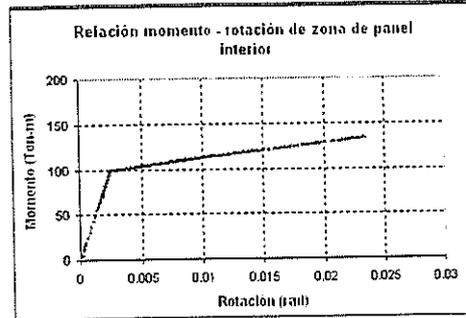
Figura 7.8. Comportamiento típico la columna 1 (exterior) del pórtico prototipo.



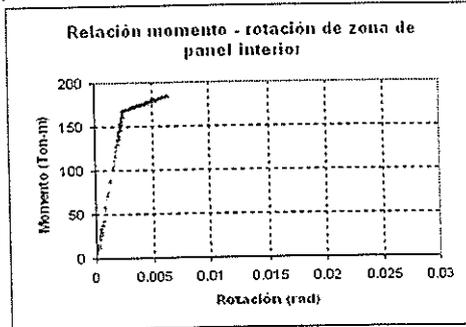
(g) Zona de panel interior del sexto piso.



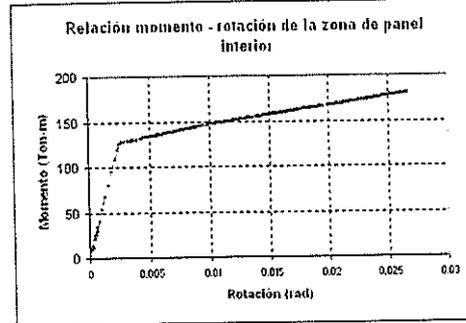
(e) Zona de panel interior del cuarto piso.



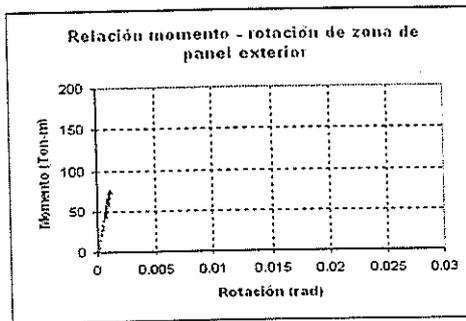
(f) Zona de panel interior del quinto piso.



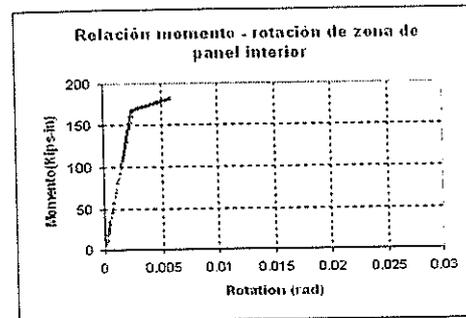
(c) Zona de panel interior del segundo piso.



(d) Zona de panel interior del tercer piso.



(a) Zona de panel exterior del primer piso.



(b) Zona de panel interior del primer piso.

Figura 7.9. Comportamiento típico de las zonas de panel de cada piso. Del segundo al sexto piso sólo se consideró los interiores porque los exteriores no llegaron a comportamiento plástico.

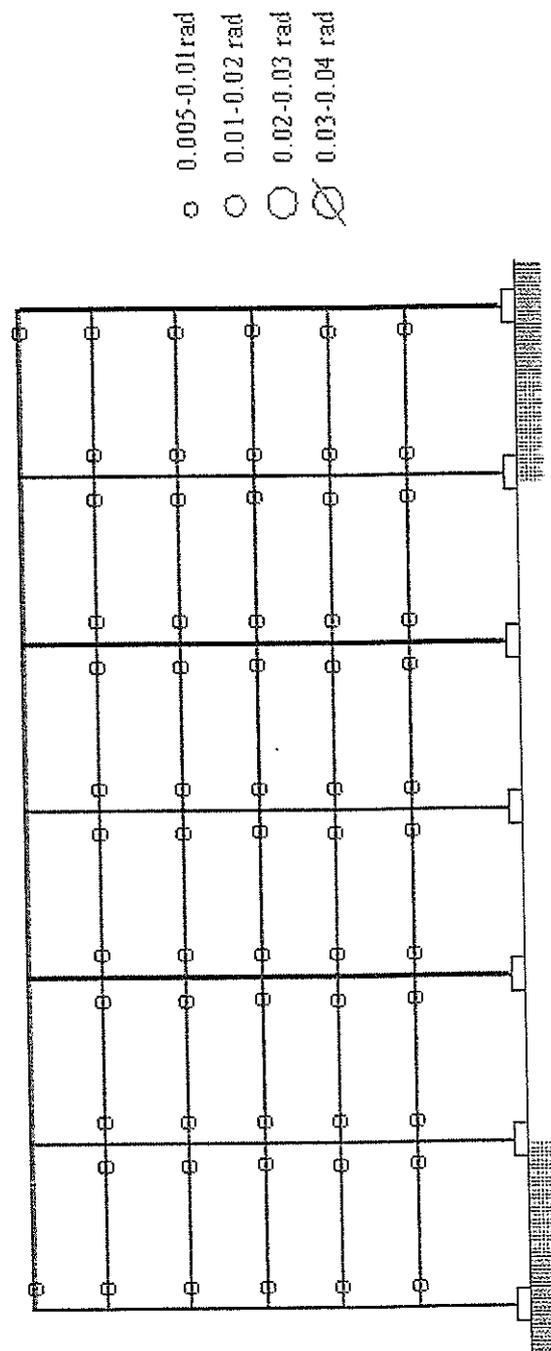
(a) Δ_y ($\theta_{\text{total}} = 0.93\%$)

Figura 7.10. Rotaciones plásticas en columnas y vigas para derivas totales correspondientes a $1\Delta_y$, $3\Delta_y$ y $5.4\Delta_y$

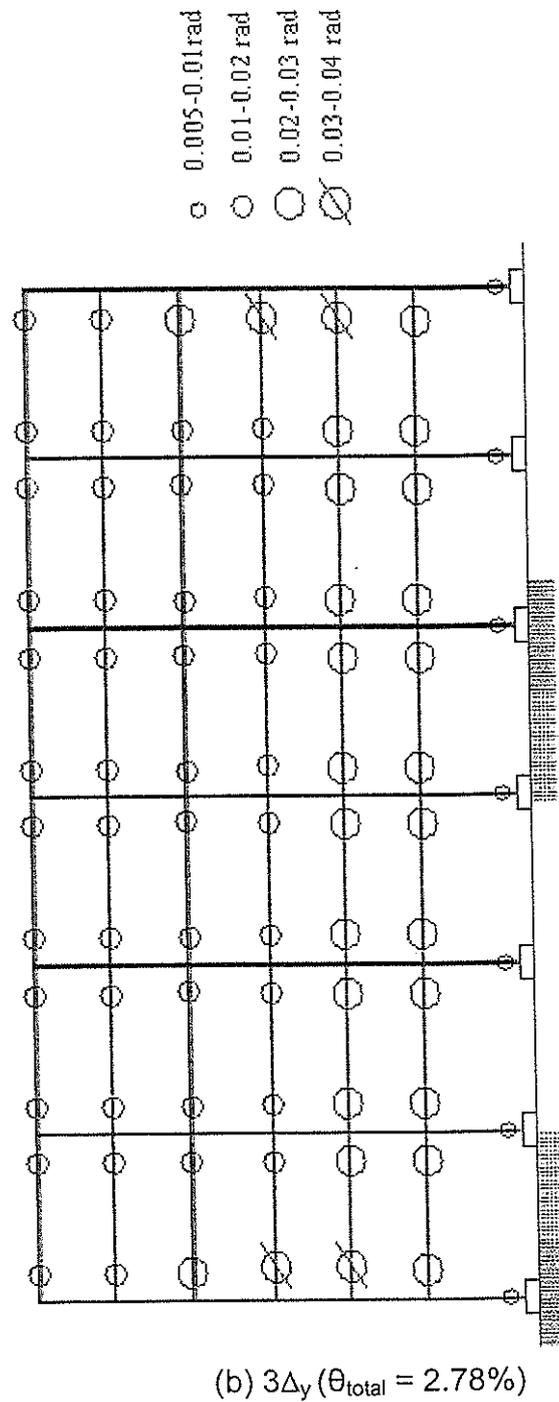


Figura 7.10 (continuación). Rotaciones plásticas en columnas y vigas para derivas totales correspondientes a $1\Delta_y$, $3\Delta_y$ y $5.4\Delta_y$

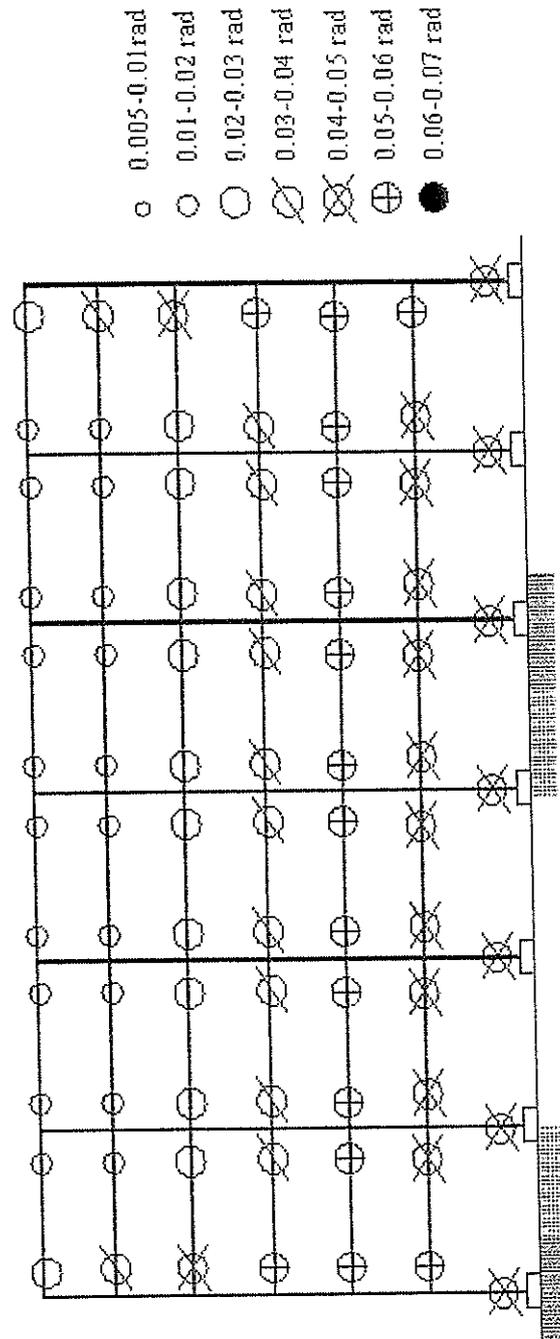
(c) $5.4\Delta_y$ ($\theta_{\text{total}} = 5\%$)

Figura 7.10 (continuación). Rotaciones plásticas en columnas y vigas para derivas totales correspondientes a $1\Delta_y$, $3\Delta_y$ y $5.4\Delta_y$

CAPÍTULO 8

8. Análisis Dinámico No- Lineal.

8.1. Generalidades.

Este capítulo describe los resultados de los análisis dinámicos no-lineales a los que fue sometido el PEARM diseñado en el capítulo 4. Los análisis dinámicos descritos en este capítulo fueron desarrollados

en el modelo de DRAIN-2DX presentado en el capítulo 5, con los registros de aceleraciones presentados en el capítulo 6.

Los objetivos principales de este capítulo son (1) estudiar el comportamiento sísmico global y local del PEARM, (2) evaluar la idoneidad del procedimiento de diseño propuesto, y (3) examinar la conformidad del pórtico prototipo con los objetivos y criterios de diseño presentados en el capítulo 3.

El objetivo (1) es conseguido, estudiando la respuesta local y global del pórtico prototipo. El objetivo (2) es logrado comparando la respuesta sísmica del pórtico prototipo con la respuesta esperada del PEARM presentado y diseñado según se especificó en el capítulo 4. El objetivo (3) es conseguido examinando los estados límites alcanzados por el pórtico prototipo en cada análisis en la historia del tiempo.

8.2. Respuesta Sísmica Global.

Se desarrollaron análisis dinámicos no-lineales con registros de aceleraciones escalados a los niveles sísmicos DBE y MCE para el PEARM prototipo. Los registros de aceleraciones usados en este análisis fueron descritos en el capítulo 6. Debido a que se usan cinco

registros de aceleraciones para los análisis, la respuesta del pórtico se presenta en términos estadísticos de la media, m y la media más una desviación estándar, $m+\sigma$, en donde los resultados de $m+\sigma$ corresponden aproximadamente al 84^{avo} percentil, asumiendo una distribución logarítmica normal.

8.2.1 Desplazamiento y Deriva del último piso

Las Tablas 8.1 (a) y 8.1 (b) presentan las magnitudes máximas de desplazamiento total (Δ_{total}) y deriva total (θ_{total}) de cada análisis del PEARM a los niveles DBE y MCE, respectivamente. θ_{total} está expresado como un porcentaje de la altura del edificio (h_t). Además, se incluyen los valores de m y $m+\sigma$ correspondientes. Los valores promedio (m) para Δ_{total} y para θ_{total} , son 424mm y 1.74% para el nivel DBE; y de 540mm y 2.21% para el nivel MCE. Los valores de $m+\sigma$ para Δ_{total} y para θ_{total} , son 504mm y 2.06% para el nivel DBE; y 614mm y 2.52% para el nivel MCE.

8.2.2 Derivas de Entrepiso

Las Figuras 8.1(a) y 8.1(b) muestran los valores m y $m+\sigma$ para la máxima deriva de entrepiso, θ , de los análisis dinámicos en los niveles sísmicos DBE y MCE, respectivamente. Además, la figura incluye la máxima deriva de entrepiso, θ , de cada uno de los registros de aceleraciones.

Los límites amplificados de deriva de entrepiso ($\theta_{DBE} \leq 0.031$ radianes y $\theta_{MCE} \leq 0.046$ radianes, determinados con las Ecuaciones 3.6a y 3.6b), recomendados por el procedimiento de diseño del capítulo 3, fueron cumplidos fehacientemente en todos los registros de aceleraciones, como se observa en la Figura 8.1. Los valores máximos de deriva de entrepiso a niveles DBE y MCE fueron de 2.71% y 3.47%, correspondientes al sismo de Valparaíso, 1985.

Las derivas de entrepiso máximas ocurrieron generalmente en los tres entrepisos centrales; es decir, el tercero, cuarto y quinto, para niveles sísmicos DBE y MCE. En estos pisos, las zonas de panel interiores, y las vigas exteriores en sus extremos exteriores, experimentaron las mayores

deformaciones. Esto se debió, principalmente, a que estos pisos son de transición.

El procedimiento de diseño presentado en el capítulo 3 introdujo la relación deriva de entrepiso para deriva total ($C_\theta = \theta/\theta_{total}$) Las Tablas 8.1(a) y 8.1(b) muestran que la máxima deriva de entrepiso, θ , siempre es mayor que la máxima deriva total, θ_{total} . La Figuras 8.2(a) y 8.2(b) ilustran C_θ (relacionando los máximos valores de θ y θ_{total}) de cada registro de aceleraciones en los niveles DBE y MCE. El valor de la media m de C_θ , para los niveles DBE y MCE, fue 1.35. En el procedimiento de diseño descrito en el capítulo 3, C_θ se asumió como 1.5. Como se observa de las Figuras 8.2(a) y 8.2(b), la media m y los valores para cada sismo resultaron similares al valor asumido (con excepción de Artificial DBE, que se encuentra un 6% por encima del valor asumido) , lo que indica que el procedimiento de diseño está del lado de la seguridad.

8.2.3 Deriva Residual de Entrepiso

Las Figuras 8.3(a) y 8.3(b) muestran los valores de las derivas residuales de entrepiso, θ_{res} , de cada registro de aceleraciones en los niveles DBE y MCE, respectivamente; además, de los

valores m y $m+\sigma$. De las gráficas y de las Tablas 8.1(a) y 8.1(b), se puede apreciar que los valores de derivas residuales, tanto a nivel DBE y MCE, son muy inferiores al 1% que exigen los códigos para un desempeño sísmico de Seguridad de Vida a nivel DBE. Los valores máximos de derivas residuales obtenidos de los análisis fueron de 0.1% y 0.38%, para nivel DBE y MCE, respectivamente.

8.2.4 Cortante Basal y Cortantes de Entrepiso Normalizados

Las Figuras 8.4(a) y 8.4(b) muestran los máximos valores normalizados de cortante de entrepiso, V_y/W , obtenidos de los análisis dinámicos para los niveles DBE y MCE, respectivamente; y de los valores estadísticos m y $m+\sigma$. Además, las figuras también presentan los cortantes de entrepiso normalizados de diseño según el ASCE/SEI 7-05. Se puede observar que los cortantes de entrepiso normalizados de cada sismo, son mayores a los propuestos por el código. Esto se debe principalmente a la sobrerresistencia que presenta el PEARM de diseño, como se explicó en el capítulo 7.

Las Tablas 8.2(a) y 8.2(b) listan las magnitudes máximas de los cortantes de entrepiso normalizados, por cada análisis dinámico en los niveles DBE y MCE, respectivamente. Los valores de m y $m+\sigma$ para V/W son incluidos. Esta información también es presentada en la Figuras 8.5(a) y 8.5(b). Como se observa de las Tablas 8.2, los valores m y $m+\sigma$ para los máximos V/W son 0.35 y 0.39, respectivamente para el nivel DBE, y de 0.41 y 0.45, respectivamente para el nivel MCE. Si las medias (m) son divididas para el cortante basal normalizado de diseño (0.0768 según el código ASCE/SEI 7-05), los "factores de sobrerresistencia dinámica" en los niveles DBE y MCE son 4.55 y 5.27, respectivamente. Estos valores son significativamente altos comparados con los obtenidos en el análisis estático (pushover). El registro de aceleraciones de Valparaíso, 1985, produjo los máximos valores de cortante basal normalizado para los niveles DBE y MCE, como se puede observar de las Tablas 8.2(a) y 8.2(b).

8.2.5 Fuerzas de Inercia y Aceleraciones de Piso

Las fuerzas inerciales del sistema estructural del PEARM prototipo actúan en la localización de las masas como se

muestra en la Figura 5.1. Las fuerzas inerciales desarrolladas en el PEARM fueron determinadas multiplicando la séptima parte de la masa de un piso por el total de la aceleración del piso respectivo. Las Figuras 8.6(a) y 8.6(b) muestran los valores m y $m+\sigma$ para las máximas fuerzas inerciales normalizadas, F_i/W , obtenidos de los análisis dinámicos en los niveles DBE y MCE, respectivamente; además, incluyen los valores de F_i/W experimentados por el pórtico ante la presencia de los cinco sismos, y los valores estimados por el procedimiento descrito en la Sección 12.10 del código ASCE/SEI 7-05. Se puede observar que las fuerzas inerciales normalizadas son esencialmente grandes en comparación con las estipuladas por el código ASCE/SEI 7-05. Algunos investigadores han reportado que el daño a los diafragmas de pisos y sus conexiones fueron la causa mayor del pobre desempeño de los edificios, e incluso del colapso, durante los sismos de Armenia 1988, Northridge 1994, y Colombia Central 1999 (Rodríguez et al., 2002). Los resultados mostrados en este estudio ratifican las subestimaciones de la ASCE/SEI 7-05 en lo que respecta a fuerzas inerciales producidos por registros de aceleraciones de terreno a niveles DBE y MCE.

Las Tablas 8.2(a) y 8.2(b) listan las magnitudes máximas de las fuerzas inerciales normalizadas, F_i/W , para cada análisis del PEARM en los niveles DBE y MCE, respectivamente. Se puede observar de la tabla, que los máximos valores m y $m+\sigma$ son 0.14 y 0.16, respectivamente, para los registros DBE, y 0.20 y 0.25, respectivamente, para los registros MCE. El registro de aceleraciones de Valparaíso produjo los máximos valores de las fuerzas inerciales normalizadas en los niveles DBE y MCE.

Las aceleraciones totales del piso, a , del PEARM fueron calculadas sumando las aceleraciones relativas de las masas en cada piso con las aceleraciones del suelo de los registros. Las Figuras 8.7(a) y 8.7(b) muestran los valores m y $m+\sigma$ de las máximas aceleraciones totales de piso, a , de los análisis dinámicos en los niveles DBE y MCE, respectivamente.

Las Tablas 8.2(a) y 8.2(b) listan las magnitudes máximas de las aceleraciones totales de piso, a , para cada análisis del PEARM en los niveles DBE y MCE, respectivamente. Se puede observar de la tabla, que los valores m y $m+\sigma$ son 0.94 y 1.08, respectivamente, para los registros DBE, y 1.25 y 1.50,

respectivamente, para los registros MCE. Los registros de aceleraciones de Seattle y Valparaíso produjeron las aceleraciones de piso máximas en los niveles DBE y MCE, respectivamente.

8.2.6 Energía de Entrada

Las Tablas 8.2(a) y 8.2(b) resumen la energía de entrada, (E_I), al final de cada análisis, para ambos niveles de registros de aceleraciones. La manera en que DRAIN-2DX calcula la energía de entrada (E_I), energía histerética ($E_{\text{histerética}}$), energía viscosa (E_{viscosa}), y energía cinética ($E_{\text{cinética}}$) es descrito por Allahabadi (1987). Los valores m y $m+\sigma$ de estas cantidades son incluidos en las Tablas 8.2(a) y 8.2(b). Los valores de E_I se encuentran en un rango de 777159 a 237028 Ton-mm para los registros de aceleraciones correspondientes a niveles DBE, y m y $m+\sigma$ son 487633 y 697076 Ton-mm, respectivamente. Para niveles MCE, E_I se encuentran en un rango de 1476136 a 498648 Ton-mm; y m y $m+\sigma$ son 975275 y 1362940 Ton-mm, respectivamente. El sismo de Seattle produjo las máximas energías de entrada, E_I , en la estructura para ambos niveles

sísmicos, lo cual puede ser observado en las Figuras 8.8(a) y 8.8(b).

Las Tablas 8.2(a) y 8.2(b) listan la $E_{\text{histerética}}$ y la E_{viscosa} al final de cada análisis, ambos valores normalizados con respecto a E_I . Los valores m y $m+\sigma$ de la $E_{\text{histerética}}$ son 0.41 y 0.52 para el nivel DBE; y 0.56 y 0.63 para el nivel MCE. Los valores m y $m+\sigma$ de la E_{viscosa} son 0.59 y 0.70 para el nivel DBE; y 0.44 y 0.50 para el nivel MCE. El nivel de energía cinética al final de los análisis no se considera puesto que es despreciable, ya que la $E_{\text{histerética}}$ y la E_{viscosa} comprenden casi el 100% de la energía interna.

8.3. Respuesta Sísmica Local

8.3.1 Rotación y Momento en las Conexiones

Las Figuras 8.9 y 8.10 muestran los valores de m y $m+\sigma$ de los momentos máximos normalizados en la conexión ($M/M_{p,n}$) y rotación (θ), respectivamente, obtenidos de los análisis dinámicos con los registros de aceleraciones a niveles DBE y MCE. M es el momento máximo de la conexión y $M_{p,n}$ es la capacidad nominal a momento plástico de la viga. Adicionalmente, las Figuras 8.11(a) y 8.11(b) presentan los máximos momentos normalizados de las conexiones para cada registro de aceleraciones en los niveles DBE y MCE, respectivamente, y las Figuras 8.12(a) y 8.12(b) la rotación producida por cada registro de aceleraciones en los niveles DBE y MCE, respectivamente. La información presentada en las figuras mencionadas es resumida en la Tabla 8.3. Es importante aclarar que se consideraron claros exteriores como aquellas vigas en los claros 1 y 6; y como claros interiores a las vigas de los claros 2, 3, 4 y 5. Del análisis de las figuras y tablas, se observa lo siguiente:

- Los niveles de rotaciones y de momentos máximos normalizados son mayores en el nivel MCE que para el nivel DBE.
 - Las rotaciones son mayores en los claros exteriores que en los interiores.
 - La rotación máxima de las conexiones en el nivel DBE, fue 0.020 radianes en un claro interior y de 0.025 en un claro exterior. Para el nivel MCE, los máximos valores fueron 0.021 radianes en un claro interior y de 0.033 radianes en un claro exterior. Los valores m y $m+\sigma$, para el nivel DBE son 0.014 y 0.017 en claros interiores, respectivamente; y 0.021 y 0.024 en claros exteriores, respectivamente. Para el nivel MCE, los valores m y $m+\sigma$, son 0.017 y 0.020, en claros interiores, respectivamente; y 0.027 y 0.031, en claros exteriores, respectivamente.
 - Los momentos máximos normalizados son mayores en los claros exteriores. Para el nivel DBE, los valores m y $m+\sigma$ son 1.15 y 1.24, en claros interiores, respectivamente; y 1.19 y 1.25, en claros exteriores, respectivamente. Para el nivel MCE, los valores m y $m+\sigma$ son 1.10 y 1.23, en claros interiores, respectivamente; y 1.15 y 1.30, en claros exteriores, respectivamente.
-

8.3.2 Vigas

Las Tablas 8.4(a) y 8.4(b) reportan la cantidad de vigas que fluyeron en cada análisis para ambos niveles sísmicos. En primera instancia, se puede observar que la mayoría de las vigas entraron en fluencia para ambos niveles sísmicos, lo que coincide con lo descrito en la sección 8.2.5. Los registros de aceleraciones que mayor fluencia ocasionaron en las vigas fueron los de Seattle y Valparaíso con un 89% y 100% de vigas fluyendo para los niveles DBE y MCE, respectivamente. La media (m) de vigas que fluyeron en el nivel sísmico DBE fue 81%, mientras en el nivel MCE fue 91%.

Es importante recalcar, que en todos los registros y niveles los primeros cuatro pisos sufrieron fluencia de todas las vigas, mientras las vigas de los pisos restantes presentaron fluencia dependiendo del registro y del nivel sísmico. La posibilidad de pandeo local de la viga en un PEARM es evaluada examinando si la respuesta $M-\theta_p$ en las vigas muestra degradación de resistencia. La Figura 8.13 muestra la respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$ del lado izquierdo de una viga del claro 1 Piso 4, del PEARM sujeto

al registro de aceleración Valparaíso MCE. El registro de Valparaíso MCE fue seleccionado debido a que desarrolla las mayores rotaciones plásticas, tal como se indica en la Tabla 8.3(b). Se puede ver en la Figura 8.13 que la viga experimenta rotaciones plásticas de 0.024 radianes al lado izquierdo de la viga, sin que se observe degradación de la resistencia en la respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$. Por consiguiente, no ocurrirá pandeo local de las vigas en el PEARM.

8.3.3 Columnas

Como ya se ha mencionado anteriormente, las columnas en un PEARM desarrollan rotaciones plásticas, θ_p , al nivel del suelo ante sismos DBE y MCE. Los resultados del análisis con registros de aceleraciones para el PEARM demostraron que las columnas presentan deformaciones inelásticas al nivel del suelo. Las Tablas 8.5(a) y 8.5(b) listan las máximas rotaciones plásticas en la planta baja en los niveles DBE y MCE, respectivamente, de donde se observa que los valores m y $m+\sigma$, son 0.001 y 0.0016, respectivamente para el nivel DBE; y 0.0053 y 0.0072, respectivamente para el nivel MCE. Además, la Figura 8.14 grafica las magnitudes máximas de rotación

plástica, θ_p , desarrollado en las columnas (base y parte superior) de cada uno de los análisis de registros de aceleraciones en los niveles DBE y MCE. Lo siguiente es observado de la Tabla 8.5 y la Figura 8.14:

- Las columnas del pórtico prototipo se desarrollaron satisfactoriamente puesto que fueron diseñadas para cumplir el criterio de columna fuerte – viga débil bajo registros de aceleraciones DBE.
- Rotaciones plásticas en la base de las columnas de la planta baja de menos del 1% se desarrollaron bajo registro de aceleraciones MCE.
- No se formaron mecanismos de piso suave en ninguno de los dos niveles sísmicos.

La Figura 8.15 grafica la curva de interacción momento – fuerza axial (P_c - M_c) para: (1) la “capacidad” de la columna estimada por Bruneau et al. (1998), (2) la curva simplificada de la capacidad “recomendada” de la columna para diseño según FEMA-350, (3) la curva de zona de fluencia, (4) los resultados

del registro de aceleraciones de Valparaíso, que resultó ser el más severo de los cinco registros analizados; y (5) valores de las parejas (P_u , M_u) del análisis elástico del edificio prototipo. De la gráfica mencionada, se observa que la base de la columna de la planta baja entró en fluencia, mientras las columnas de los pisos superiores no experimentaron este tipo de esfuerzo. Ambas observaciones corresponden y siguen fehacientemente los Objetivos de Diseño por Desempeño, y el criterio de columna fuerte – viga débil, aplicados.

8.3.4 Zonas de Panel

Las Tablas 8.6(a) y 8.6(b) resumen las rotaciones plásticas máximas de las zonas de panel interiores ($\theta_{pz,p}$) y la cantidad de zonas de panel que desarrollaron fluencia en los niveles DBE y MCE, respectivamente. Además, la Figura 8.16 grafica las magnitudes máximas de rotaciones plásticas de las zonas de panel ($\theta_{pz,p}$) por piso de los registros de aceleraciones en los niveles DBE y MCE, respectivamente.

De la Tabla 8.6, se observa que en el nivel DBE, un mínimo de 19 y un máximo de 28 zonas de panel entraron en fluencia, de

un total de 42; es decir, entre un 45% y 67%. Mientras en el nivel MCE un mínimo de 21 y un máximo de 30 zonas de panel de un total de 42 entraron en fluencia; es decir, entre un 50% y 71%. Los mínimos, en ambos niveles, responde al registro de aceleraciones Artificial; y los máximos al nivel de Seattle y Valparaíso.

De la Figura 8.16 se observa que las rotaciones plásticas mayores se dieron en los pisos centrales (tercero, cuarto y quinto) para ambos niveles sísmicos y para todos los registros de aceleraciones; mientras, las rotaciones plásticas más pequeñas se dieron en el primero y sexto piso. Este comportamiento está ligado directamente con el comportamiento de las vigas interiores de estos pisos centrales que no tuvieron rotaciones tan grandes, entonces las zonas de panel absorbieron la mayor parte de ellas; mientras, en el primer y segundo piso, las vigas tuvieron mayor deformación.

La Figura 8.17 muestra la respuesta $V/V_{pz} - \theta_{pz}$ de la sexta zona de panel del cuarto piso del PEARM, sujeta al registro de aceleraciones de Seattle al nivel MCE, el cual fue el registro de aceleraciones más severo para las zonas de panel. Se observa

claramente que la distorsión sobrepasa el 2% y que la relación V/V_{pz} llega casi a 1.

8.4. Evaluación de los Estados Límites Alcanzados.

Como se indicó en el Capítulo 3, los objetivos de diseño relacionan los niveles de desempeño sísmico (i.e., Seguridad de Vida y Prevención del Colapso) con los niveles sísmicos de entrada (i.e., DBE y MCE). El enfoque de diseño propuesto descrito en el Capítulo 3 tiene dos objetivos fundamentales: (1) el desempeño del PEARM bajo la acción de un terremoto al nivel del Sismo de Diseño (DBE) debe satisfacer el concepto del nivel de desempeño de Seguridad de Vida, y (2) el desempeño del PEARM bajo la acción de un terremoto al nivel del Sismo Considerado Máximo (MCE) debe satisfacer el concepto del nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

La Figura 3.3 describe los objetivos de diseño al nivel global, mediante la gráfica Cortante Basal – Deriva Total del Último Piso (V, θ_{total}). Tal como se puede ver, los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y de Prevención del Colapso están localizados antes de que ocurra el primer estado límite que viola la definición de nivel de desempeño (los estados límites que son aceptables para los niveles de Seguridad de

Vida y de Prevención del Colapso se describen en la Sección 3.2.1. Esta sección evalúa los estados límites alcanzados por el PEARM en el análisis con registros de aceleraciones descritos en el Capítulo 6. El objetivo de esta sección es evaluar para cada análisis si los objetivos de diseño se cumplen.

La Tabla 8.7 presenta los estados límites estructurales considerados por el criterio de diseño. También presenta los estados límites alcanzados por los análisis, en donde los análisis fueron divididos de acuerdo a las intensidades sísmicas. Las celdas rellenas de color gris representan los estados límites que no son aceptables para la intensidad sísmica por el criterio de diseño y los objetivos de diseño descritos en el Capítulo 3.

Zonas de Panel: Todos los análisis desarrollaron fluencia en las zonas de panel en el nivel DBE y en el nivel MCE, como se observa en la Tabla 8.6. Además, es importante recalcar que la distorsión excesiva, mayor a $4\gamma_{pz,y}$, ocurrió en los sismos de Los Angeles, Seattle y Valparaíso para el nivel DBE; y en todos los sismos analizados para el nivel MCE.

Articulación Plástica de Columnas: Todos los análisis desarrollaron articulaciones plásticas en las columnas de la planta baja al nivel del suelo en el nivel MCE, mientras en el nivel DBE pueden ser considerados despreciables. De acuerdo a la definición de Seguridad de Vida (ver Sección 3.2.1) y los objetivos de diseño, las columnas pueden desarrollar articulaciones plásticas, aunque en el caso del PEARM no ocurrió esto ya que las articulaciones plásticas son despreciables ante el nivel DBE; no obstante, en el nivel MCE si ocurrieron articulaciones plásticas moderadas lo cual está permitido plenamente por el nivel de Prevención del Colapso. La Figura 8.14 y la Tabla 8.5, como ya se observó, presentan una evaluación cuantitativa de las máximas rotaciones plásticas de las columnas en la planta baja y en otras zonas. La respuesta sísmica fue descrita en secciones anteriores, y se encontró que las columnas se desempeñan satisfactoriamente debido a que están diseñadas de acuerdo al criterio de columna fuerte – viga débil bajo el nivel DBE.

Límites de Deriva de Entrepiso: La Tabla 3.4 resume los límites de la deriva de entrepiso para los niveles DBE y MCE. La Tabla 8.7 indica que bajo ninguno de los registros de aceleraciones el PEARM excede el límite de la deriva de entrepiso igual a 0.031 radianes al nivel DBE (Seguridad de Vida). Además, ninguno de los registros de

aceleraciones excede el límite de la deriva de entrepiso igual a 0.046 radianes para el nivel MCE. Los resultados cuantitativos de deriva de entrepiso pueden verse en la Tabla 8.1. La razón principal de no exceder el límite de la deriva de entrepiso es para minimizar la probabilidad del colapso debido a los efectos P- Δ y posibles daños a los elementos no estructurales del edificio incluyendo los sistemas de seguridad de vida.

Pandeo Local de la Viga: El criterio de diseño descrito en el Capítulo 3 no permite que se desarrolle pandeo local en la viga al nivel MCE. Como se indicó anteriormente, el modelo usado en el análisis no incluye el pandeo local de la viga. Este criterio es evaluado observando si ocurre degradación de la resistencia. La Figura 8.13 muestra la articulación plástica de viga que más rotación experimentó de todo el PEARM y se puede notar que no ocurre degradación de resistencia; por lo tanto no ocurrió pandeo local de viga en ninguno de los dos niveles de diseño. No obstante, es importante recalcar que suscitaron articulaciones plásticas en las vigas en todos los análisis dinámicos tanto en el nivel DBE como en el MCE.

8.5. Resumen.

Este capítulo presentó los resultados de los análisis dinámicos no lineales a los cuales fue sujeto el pórtico prototipo. La primera parte trata de forma global la respuesta del pórtico; es decir, se analiza las derivas de entrepiso, deriva total, energía de entrada, fuerzas inerciales, cortantes basales, etc; producido por cada registro de aceleraciones. La segunda parte, analiza el comportamiento local de la estructura; es decir, vigas, columnas, zonas de panel y conexiones, con el fin de determinar si la estructura llevó a cabalidad el comportamiento adecuado. Finalmente, el capítulo termina con una evaluación general del cumplimiento de los estados límites según cada nivel sísmico y los objetivos de diseño por desempeño.

Tabla 8.1 Magnitudes Máximas de Desplazamientos Totales, Derivas Totales, Derivas de Entrepiso y Derivas Residuales de Entrepiso para el PEARM.

(a) Sismos DBE.

Análisis		Δ_{total}		θ_{total}	θ	θ_{res}
		(mm)	(pulg)	(% h_t)	(% h_x)	(% h_x)
PEARM - prototipo	Artificial	350	13.8	1.43	2.05	0.09
	Los Ángeles	445	17.5	1.83	2.37	0.01
	Perú	333	13.1	1.37	1.88	0.03
	Seattle	515	20.3	2.11	2.66	0.10
	Valparaíso	478	18.8	1.96	2.71	0.02
	m	424	16.7	1.74	2.23*	0.04*
	$m + \sigma$	504	19.8	2.06	2.70*	0.08*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

(b) Sismos MCE

Análisis		Δ_{total}		θ_{total}	θ	θ_{res}
		(mm)	(pulg)	(% h_t)	(% h_x)	(% h_x)
PEARM - prototipo	Artificial	444	17.5	1.82	2.54	0.04
	Los Ángeles	541	21.3	2.22	2.89	0.15
	Perú	493	19.4	2.02	2.65	0.30
	Seattle	627	24.7	2.57	3.41	0.15
	Valparaíso	594	23.4	2.44	3.47	0.38
	m	540	21.3	2.21	2.90*	0.19*
	$m + \sigma$	614	24.2	2.52	3.42*	0.32*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 8.2. Magnitudes máximas de cortante basal normalizado, fuerzas inerciales, aceleración de piso y energía de los análisis dinámicos.

(a) Sismos DBE

Análisis	$\frac{V}{W}$ (*)	$\frac{F_i}{W}$ (*)	a (g)	Niveles de energía al final del análisis		
				E_I (T-mm)	$\frac{E_{histerética}}{E_I}$	$\frac{E_{viscosα}}{E_I}$
Artificial	0.31	0.12	0.80	237028	0.45	0.55
Los Angeles	0.34	0.11	0.79	434205	0.46	0.54
Perú	0.31	0.16	1.08	381136	0.23	0.77
Seattle	0.39	0.15	1.01	777159	0.52	0.49
Valparaíso	0.40	0.16	0.95	608636	0.39	0.61
m	0.35	0.14**	0.94**	487633	0.41	0.59
$m + \sigma$	0.39	0.16**	1.08**	697076	0.52	0.70

(*) $W = 1473$ ton.

** = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

(b) Sismos MCE

Análisis	$\frac{V}{W}$ (*)	$\frac{F_i}{W}$ (*)	a (g)	Niveles de energía al final del análisis		
				E_I (T-mm)	$\frac{E_{histerética}}{E_I}$	$\frac{E_{viscosα}}{E_I}$
Artificial	0.37	0.16	1.07	498648	0.58	0.40
Los Angeles	0.39	0.13	0.93	827955	0.61	0.39
Perú	0.39	0.18	1.24	820227	0.46	0.54
Seattle	0.45	0.24	1.41	1476136	0.62	0.38
Valparaíso	0.45	0.26	1.57	1253409	0.53	0.47
m	0.41	0.20**	1.25**	975275	0.56	0.44
$m + \sigma$	0.45	0.25**	1.50**	1362940	0.63	0.50

(*) $W = 1473$ ton.

** = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 8.3. Magnitudes máximas de las rotaciones y de los momentos en las vigas de los claros interiores y exteriores para cada registro de aceleraciones.

(a) Sismos DBE

Análisis	Claros interiores		Claros exteriores	
	M/M _{p,n}	θ (rad)	M/M _{p,n}	θ (rad)
Artificial	1,21	0,015	1,19	0,017
Los Angeles	1,21	0,017	1,22	0,021
Perú	1,17	0,013	1,18	0,016
Seattle	1,23	0,020	1,24	0,023
Valparaíso	1,20	0,015	1,22	0,025
<i>m</i>	1,15*	0,014*	1,19*	0,021*
<i>m + σ</i>	1,24*	0,017*	1,25*	0,024*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

(b) Sismos MCE

Análisis	Claros interiores		Claros exteriores	
	M/M _{p,n}	θ (rad)	M/M _{p,n}	θ (rad)
Artificial	1,23	0,020	1,24	0,023
Los Angeles	1,23	0,021	1,28	0,026
Perú	1,17	0,014	1,23	0,023
Seattle	1,24	0,020	1,29	0,032
Valparaíso	1,23	0,020	1,27	0,033
<i>m</i>	1,10*	0,017*	1,25*	0,027*
<i>m + σ</i>	1,23*	0,020*	1,30*	0,031*

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

Tabla 8.4. Cantidad de vigas que fluyeron para cada registro de aceleraciones del análisis dinámico.

(a) Nivel DBE

Análisis	Vigas que fluyeron	% (sobre el total de vigas)
Artificial	27	75%
Los Angeles	25	69%
Perú	30	83%
Seattle	32	89%
Valparaíso	32	89%
<i>m</i>	29,2	81,1%
<i>m + σ</i>	32,3	89,8%

(b) Nivel MCE

Sismo	Vigas que fluyeron	% (sobre el total de vigas)
Artificial	31	86%
Los Angeles	30	83%
Perú	31	86%
Seattle	36	100%
Valparaíso	36	100%
<i>m</i>	32,8	91,1%
<i>m + σ</i>	35,7	99,3%

Tabla 8.5. Rotaciones plásticas máximas en la base de las columnas de la planta baja del pórtico prototipo, obtenidas de los análisis dinámicos.

(a) Nivel DBE

Análisis	Columnas de la planta baja θ_p (rad)
Artificial	0,0009
Los Angeles	0,0020
Perú	0,0007
Seattle	0,0009
Valparaíso	0,0011
<i>m</i>	<i>0,0011</i>
<i>m + σ</i>	<i>0,0016</i>

(b) Nivel MCE

Análisis	Columnas de la planta baja θ_p (rad)
Artificial	0,0024
Los Angeles	0,0054
Perú	0,0051
Seattle	0,0059
Valparaíso	0,0076
<i>m</i>	<i>0,0053</i>
<i>m + σ</i>	<i>0,0072</i>

Tabla 8.6. Rotaciones plásticas máximas de las zonas de panel interiores, y cantidad de zonas de panel que fluyeron para cada registro de aceleraciones en ambos niveles sísmicos.

(a) Nivel DBE

Análisis	$\theta_{pz,p}^{**}$ (rad)	# de ZPs en fluencia
Artificial	0,0065	19
Los Angeles	0,0094	25
Perú	0,0043	20
Seattle	0,0126	28
Valparaíso	0,0122	25
<i>m</i>	0,0082*	----
<i>m + σ</i>	0,0135*	----

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

** = Zonas de panel interiores.

(b) Nivel MCE

Análisis	$\theta_{pz,p}^{**}$ (rad)	# de ZPs en fluencia
Artificial	0,0092	21
Los Angeles	0,0130	25
Perú	0,0105	28
Seattle	0,0150	30
Valparaíso	0,0135	30
<i>m</i>	0,0087*	----
<i>m + σ</i>	0,0143*	----

* = máximo valor de la media y de la media más una desviación estándar de la respuesta máxima entre todos los niveles de piso para todos los registros de aceleraciones.

** = Zonas de panel interiores.

Tabla 8.7 Estados Límites alcanzados por los Análisis

Estado Limite	Análisis al nivel DBE	Análisis al nivel MCE
Fluencia de zona de panel	todos los análisis DBE	todos los análisis MCE
Distorsión excesiva de la zona de panel	Los Angeles, Seattle y Valparaíso	todos los análisis MCE
Articulación plástica de las columnas de la planta baja al nivel del suelo	rotaciones despreciables para todos los análisis	todos los análisis MCE
Formación de articulaciones plásticas en vigas.	todos los análisis DBE	todos los análisis MCE
Pandeo local de la viga	ninguno	ninguno
Deriva de entrepiso que excede los límites amplificados para el nivel de Seguridad de Vida (SV) (*)	ninguno	Seattle y Valparaíso
Deriva de entrepiso que excede los límites amplificados para el nivel de Prevención del Colapso (PC) (*)	ninguno	ninguno

 = aceptado por el criterio de diseño, ver Capítulo 3, Tabla 3.2 y Tabla 3.3.

 = no aceptado por el criterio de diseño, ver Capítulo 3, Tabla 3.2 y Tabla 3.3.

(*) = ver Tabla 3.4 para los límites de criterios de diseño

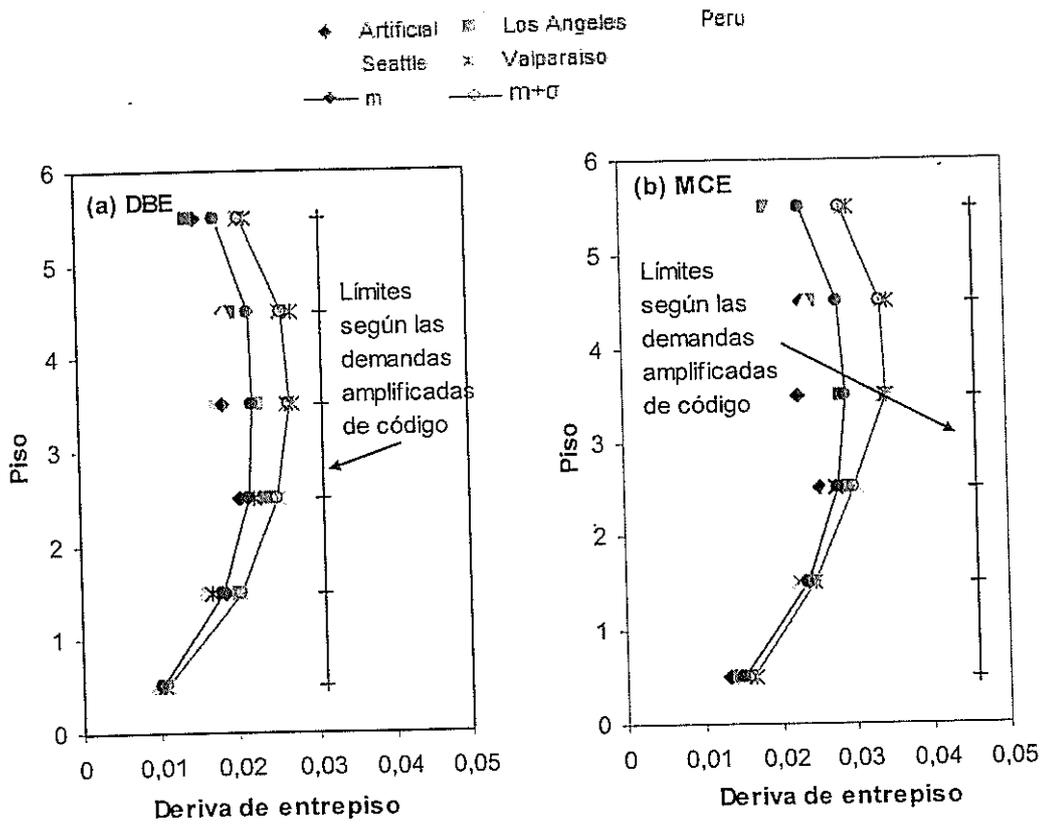


Figura 8.1. Magnitudes máximas de derivas de entrespiso del PEARM luego de ser sometido a cada registro de aceleraciones; (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.

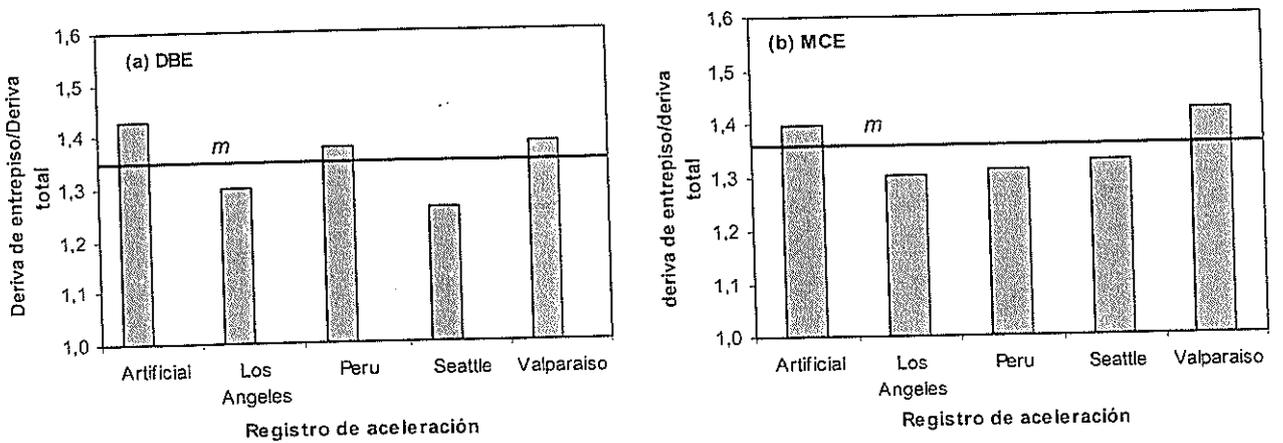


Figura 8.2. Relación de deriva de entrespiso para deriva total (C_θ) para cada registro de aceleraciones del terreno; (a) nivel DBE y (b) nivel MCE.

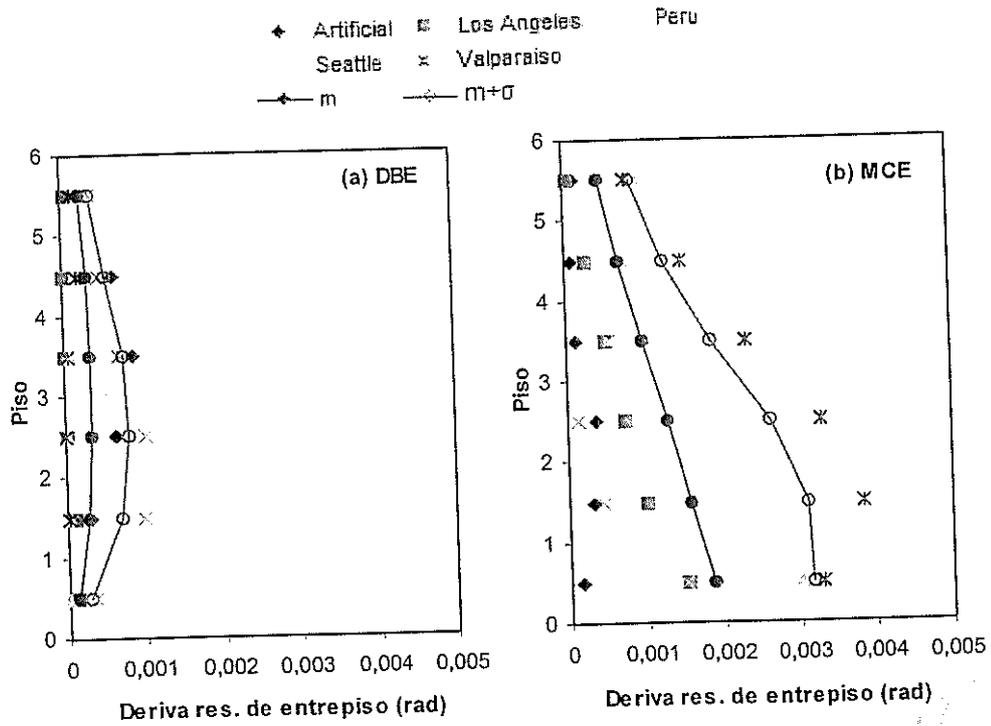


Figura 8.3. Derivas residuales de entrepiso del PEARM obtenidas de los análisis dinámicos: (a) Nivel DBE, y (b) nivel MCE

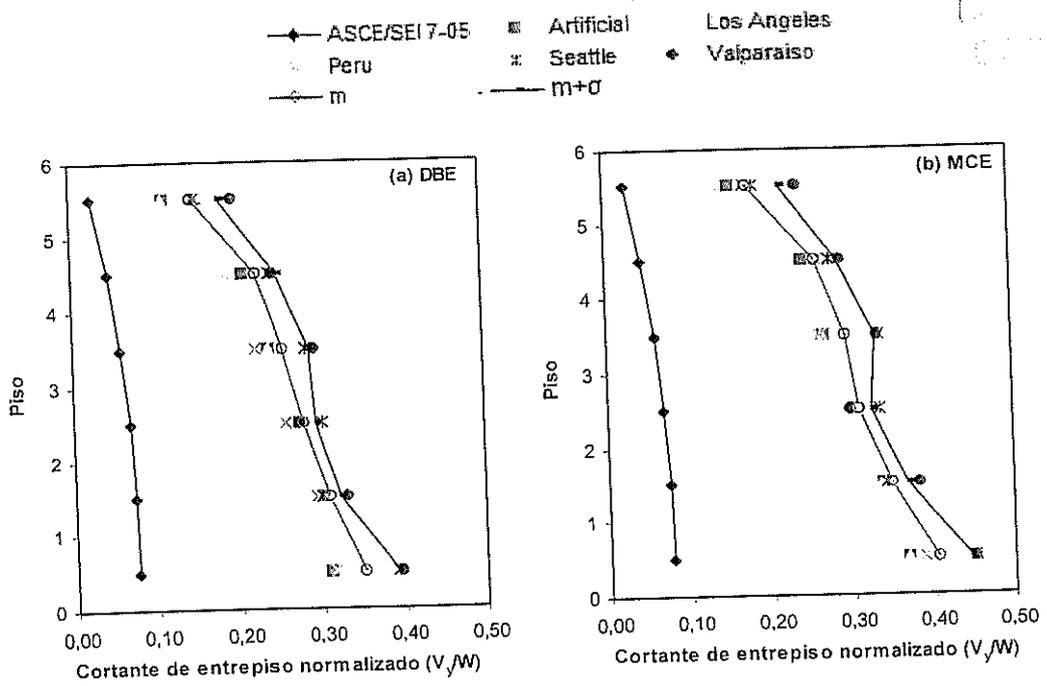


Figura 8.4. Máximos Cortantes de entrepiso normalizados del PEARM obtenidos de los análisis dinámicos: (a) Nivel DBE, y (b) Nivel MCE

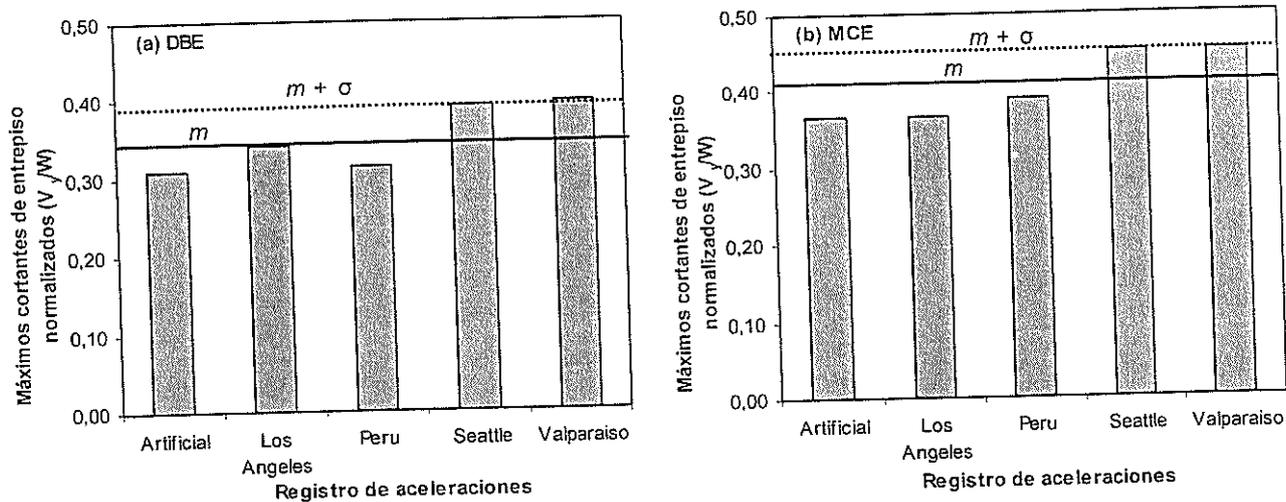


Figura 8.5. Máximos cortantes de entres piso normalizados (V_p/W) obtenidos de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE

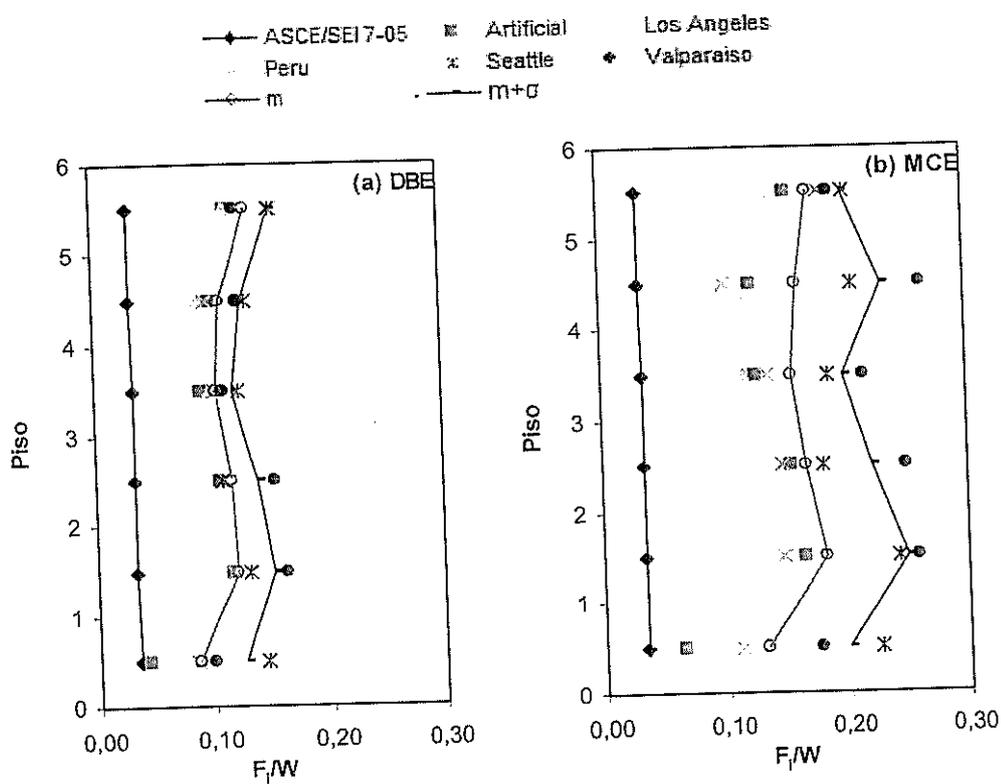


Figura 8.6. Máximas Fuerzas inerciales obtenidas de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE; y (b) nivel MCE.

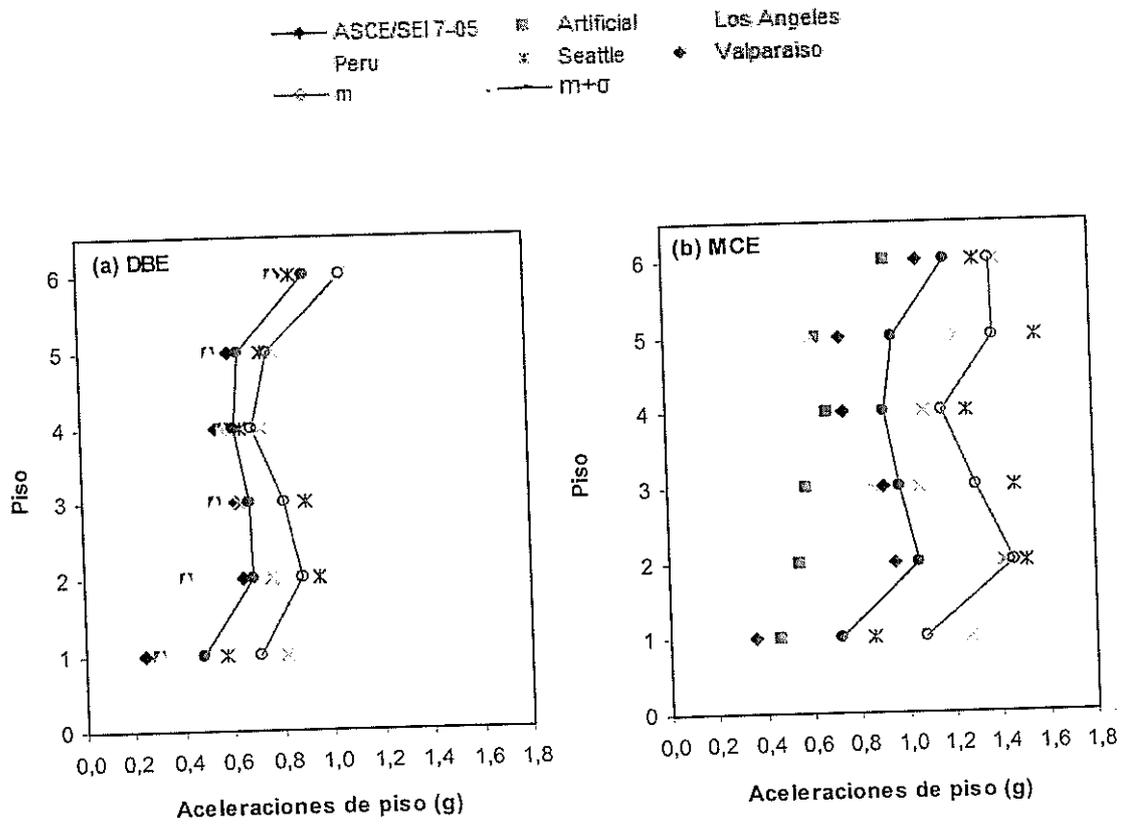
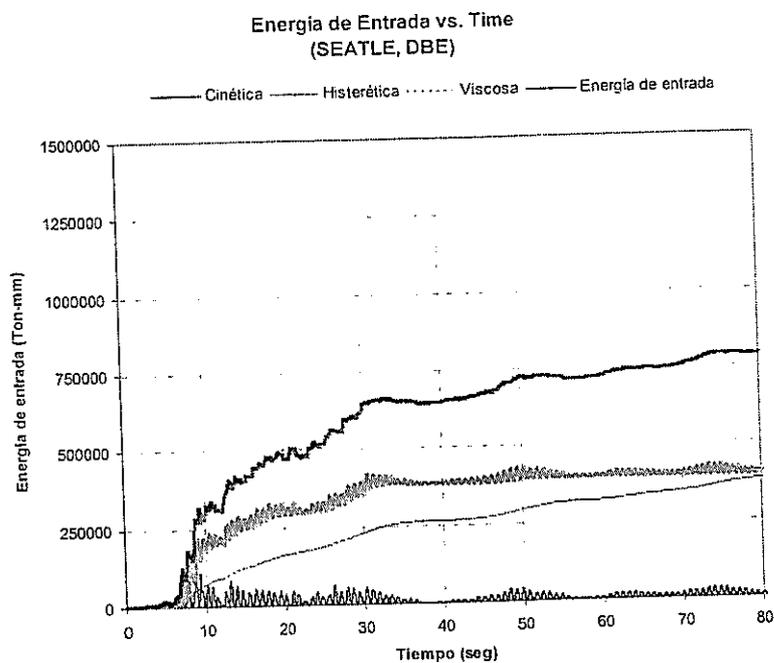
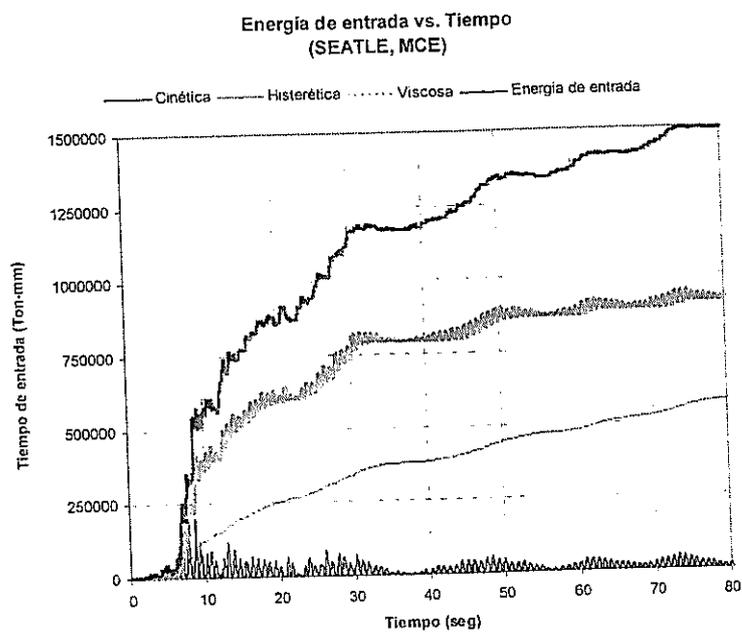


Figura 8.7. Aceleraciones máximas de piso obtenidas de los análisis dinámicos: (a) registros en nivel DBE, y (b) registros en nivel MCE.



(a) Nivel DBE.



(b) Nivel MCE.

Figura 8.8 Energía de entrada, viscosa, cinética e histerética del sismo de Seattle en los niveles: (a) DBE, y (b) MCE.

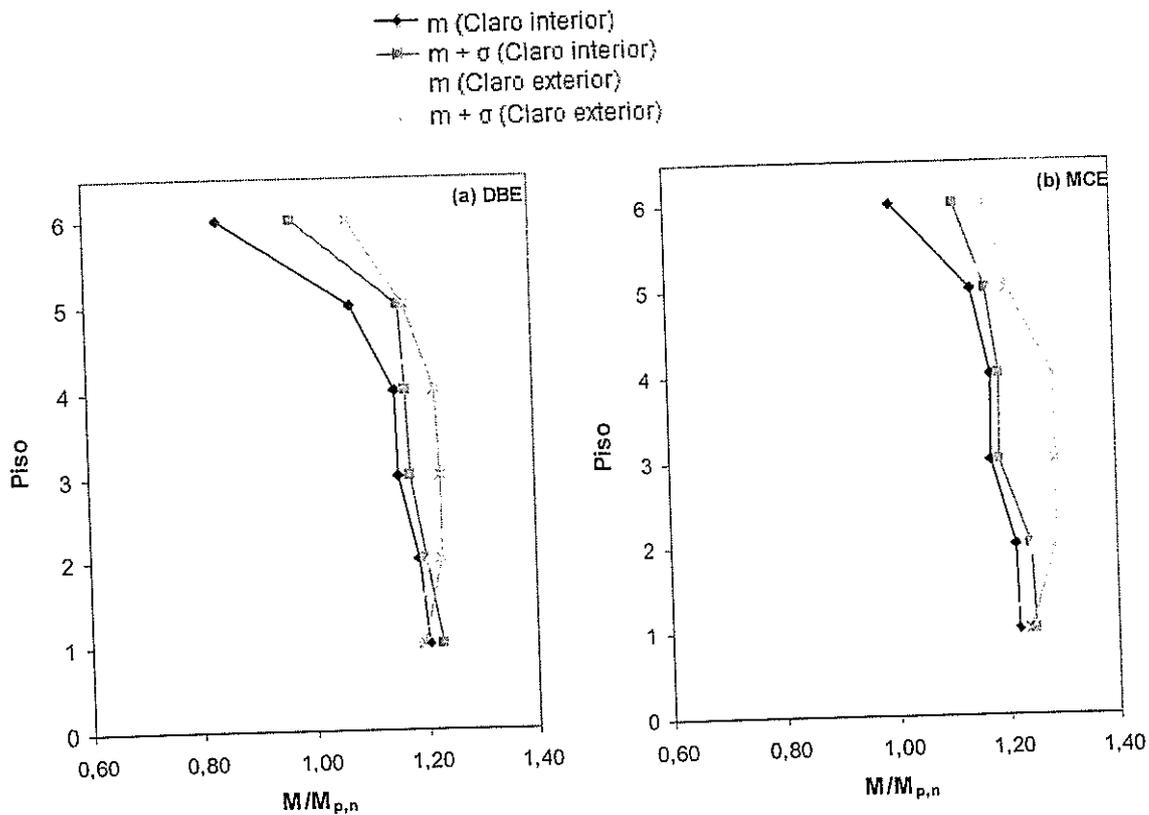


Figura 8.9 m y $m + \sigma$ de los momentos máximos normalizados de las conexiones obtenidos de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

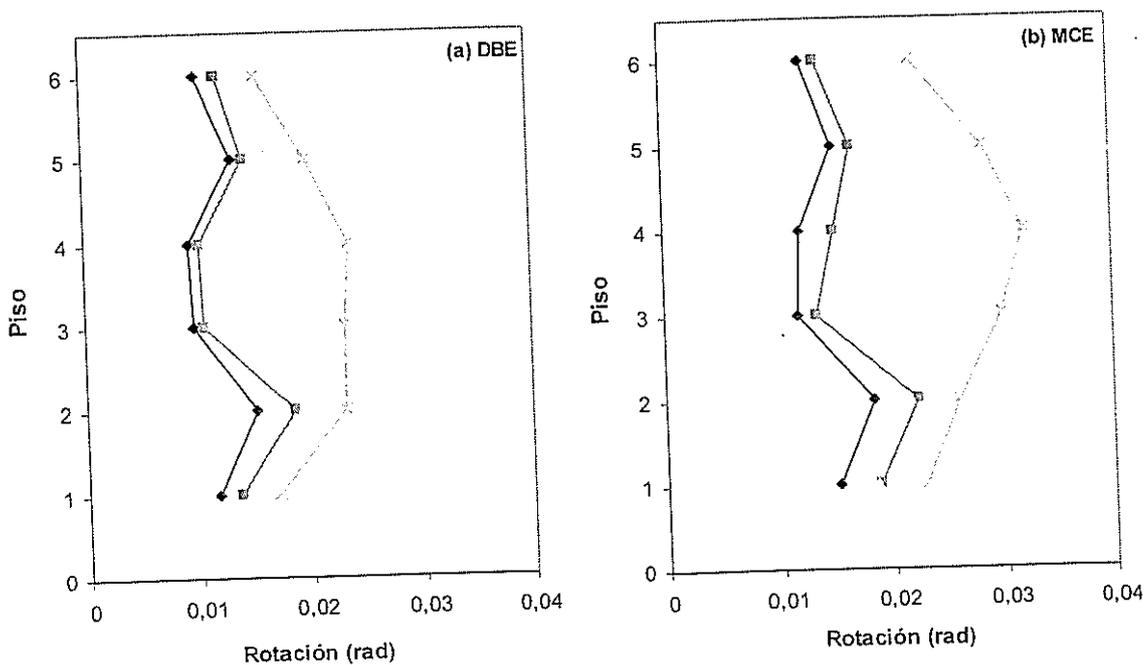


Figura 8.10 m y $m + \sigma$ de las rotaciones de las conexiones obtenidas de los análisis dinámicos: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

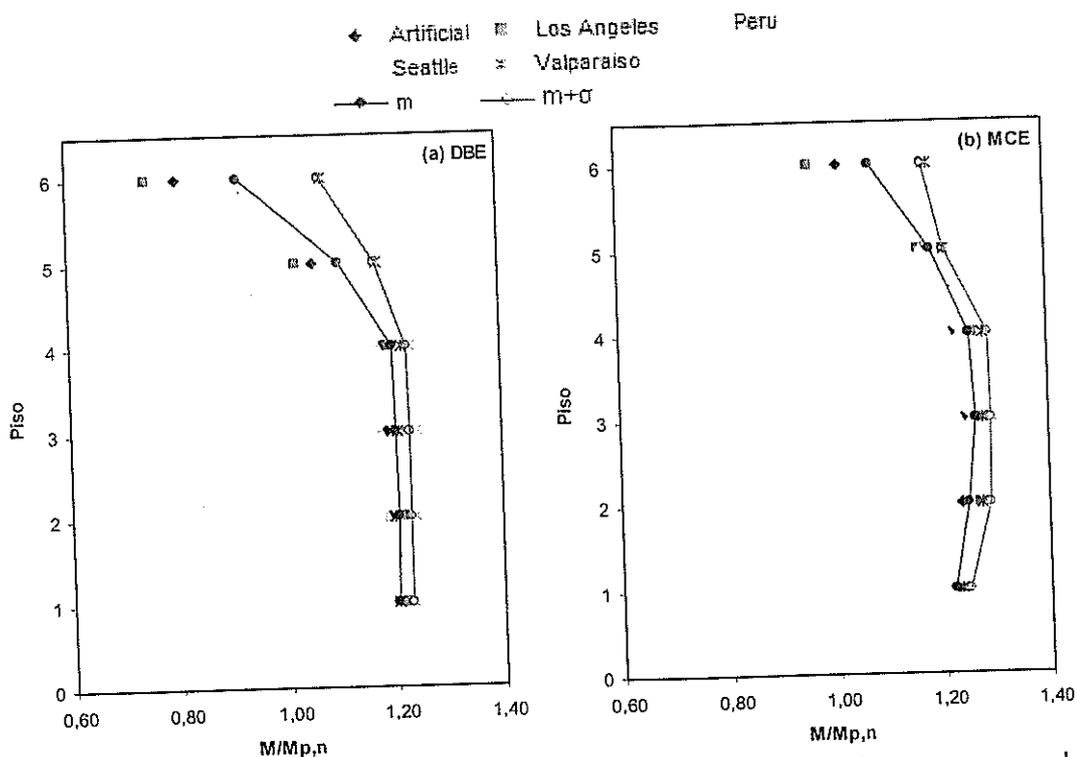


Figura 8.11 Momentos máximos normalizados de las conexiones para cada registro de aceleraciones: (a) nivel DBE, y (b) nivel MCE.

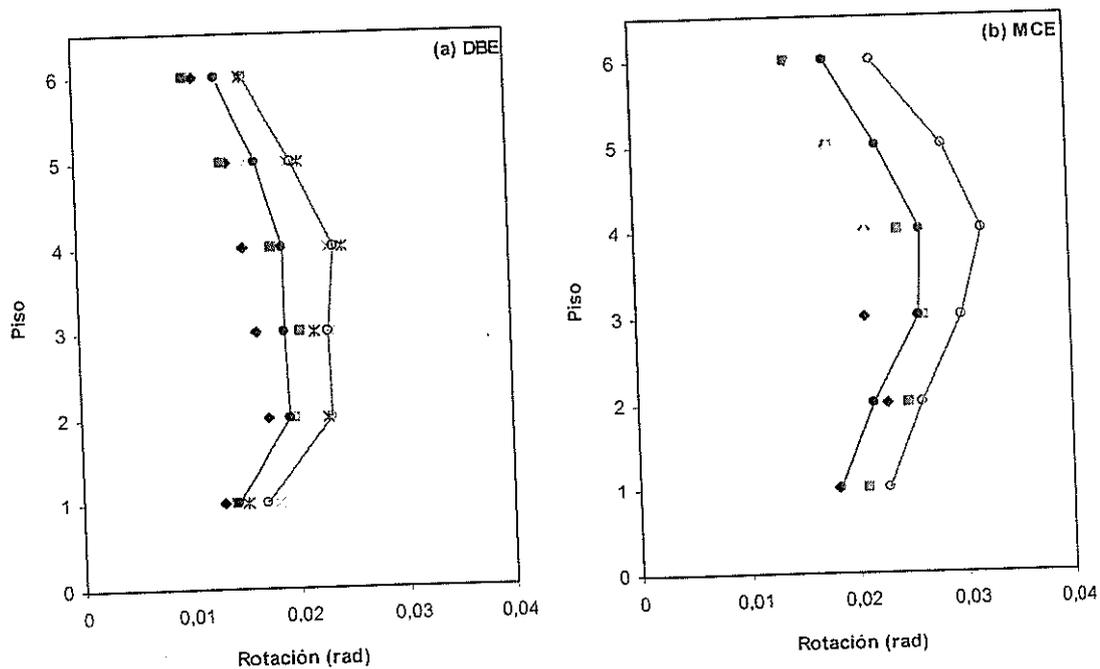


Figura 8.12. Rotaciones máximas de las conexiones para cada registro de aceleraciones: (a) nivel DBE, (b) nivel MCE.

Claro 1 - Piso 4

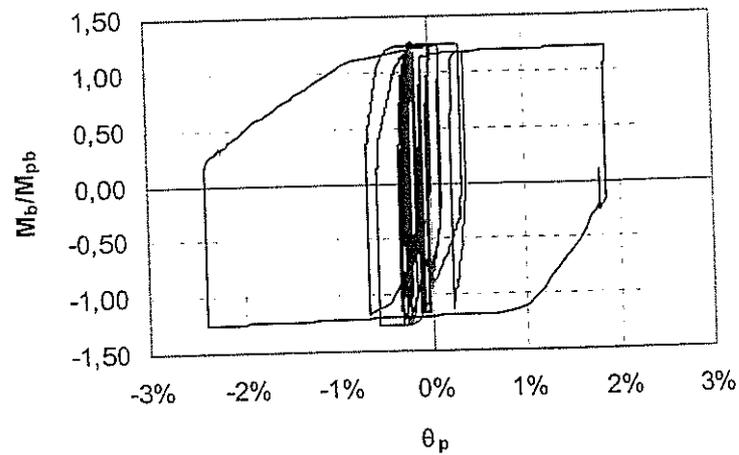


Figura 8.13. Respuesta $M/M_{p,n}-\theta_p$ del lado izquierdo de la viga del PEARM sujeta al registro de aceleración Valparaíso al nivel MCE, Claro 1 del Piso 4.

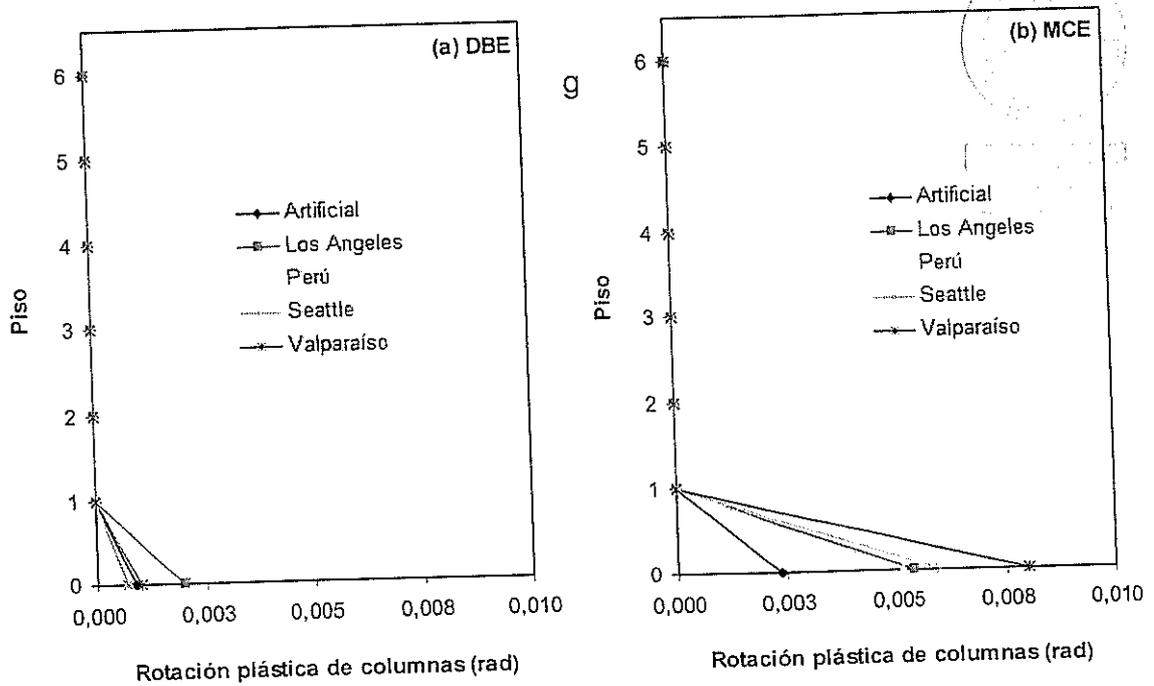


Figura 8.14 Rotaciones plásticas máximas de las columnas del pórtico prototipo, para cada análisis de registro de aceleraciones, en los niveles: (a) DBE, y (b) MCE.

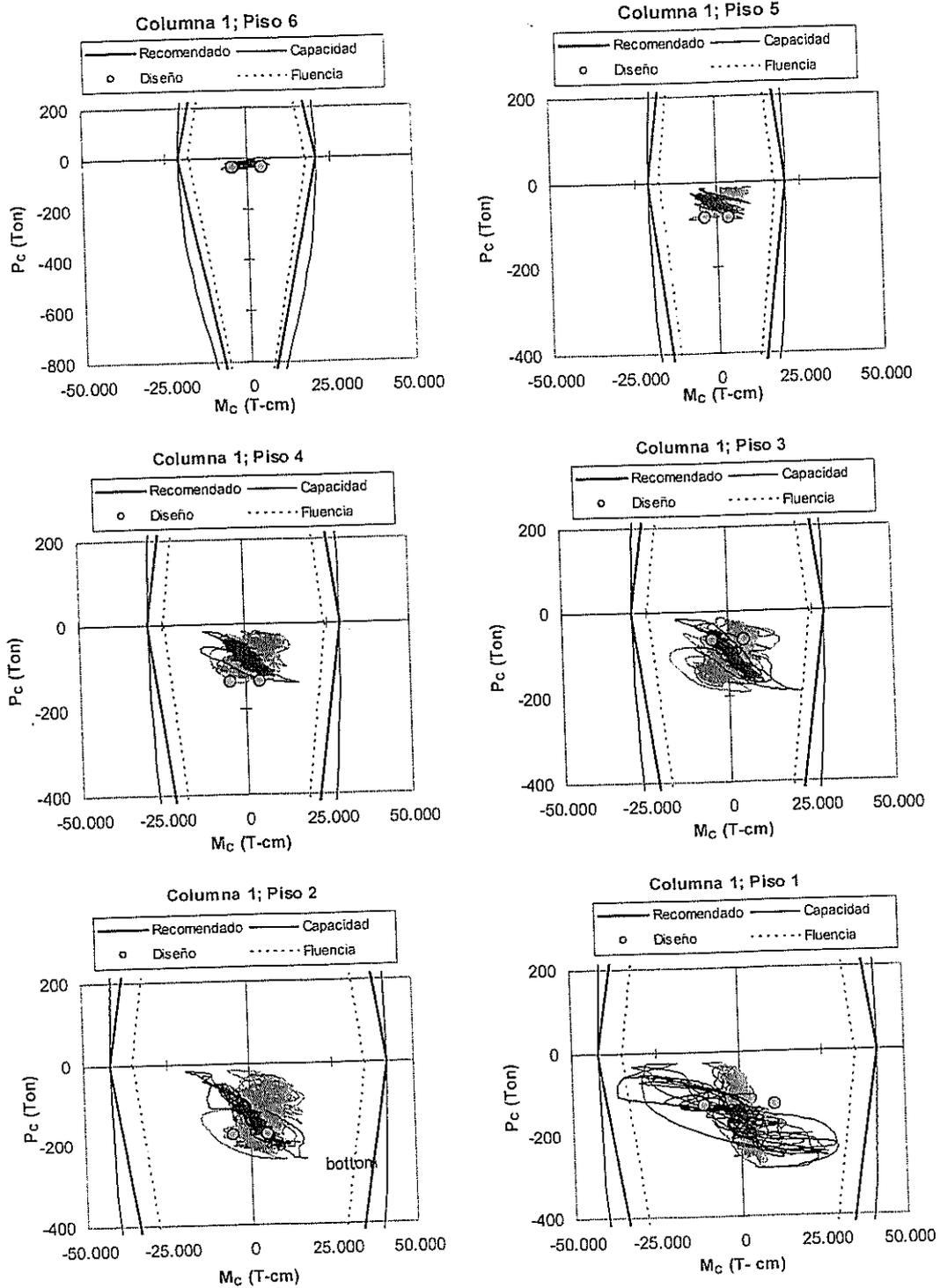


Figura 8.15 Curva de interacción momento – fuerza axial ($M_c - P_c$) para la columna 1 (exterior) del pórtico prototipo sujeto al sismo Valparaíso 1985, escalado al nivel MCE. La curva azul representa la base de la columna y la curva rosada el tope.

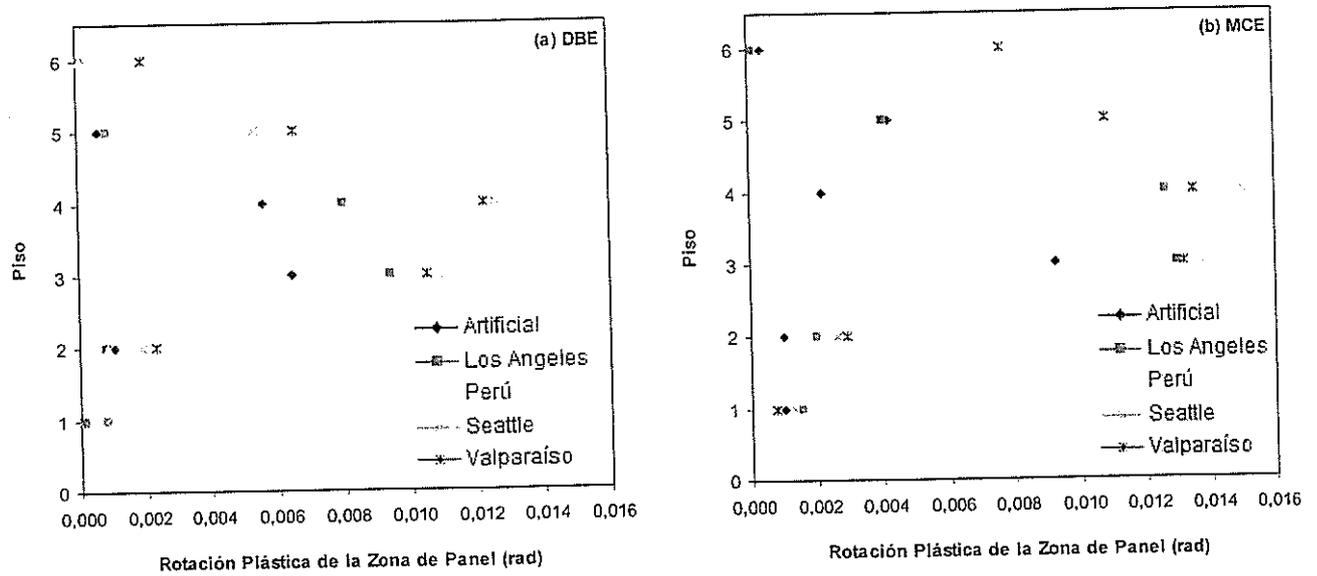


Figura 8.16. Rotaciones plásticas máximas en las zonas de panel interiores para cada registro de aceleraciones, en los niveles: (a) DBE, y (b) MCE.

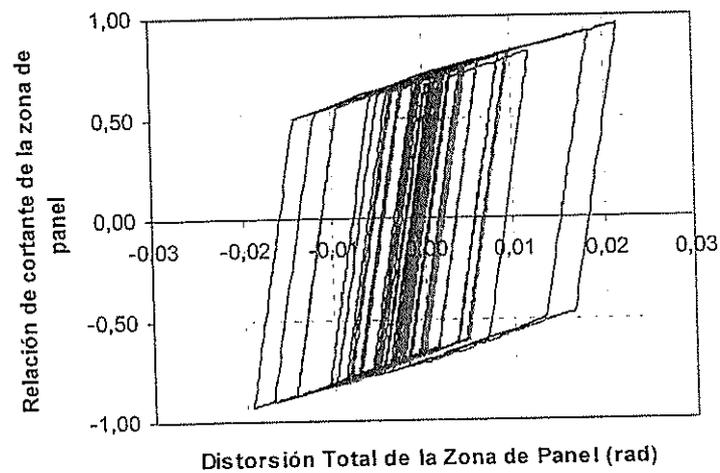


Figura 8.17. Respuesta $V/V_{pz} - \gamma_{pz}$ de la zona de panel del PEARM sujeta al registro de aceleración Seattle al nivel MCE, Conexión 6 del Piso 4.

CAPÍTULO 9

9. Resumen, Conclusiones y Recomendaciones.

9.1 Resumen.

El presente trabajo introduce una Conexión Precalificada llamada conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS) a ser usada en Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento

(PEARM) fabricados a partir de planchas soldadas. En una conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada se utiliza soldadura de ranura de penetración completa para unir las alas de las vigas con las alas de las columnas. Esta conexión es completamente restringida y se espera presente un comportamiento dúctil lo suficientemente grande como para resistir eventos sísmicos moderados y severos. Además, se espera que los pórticos presenten articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas de la planta baja sin que el edificio colapse.

Una conexión ANRS-AS diseñada y fabricada apropiadamente tiene las siguientes ventajas: (1) la conexión se puede diseñar y construir sin verificación teórica o analítica; (2) la conexión tiene adecuada resistencia, ductilidad y gran capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos; (3) existen especificaciones pertinentes en las que se detallan procedimientos de diseño y limitaciones, lo cual facilita su diseño; y (4) su ejecución es simple y económica en comparación con otras conexiones precalificadas.

Las principales áreas de investigación incluidas en este trabajo son las siguientes: (1) desarrollo del concepto de la conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS); (2) desarrollo de

recomendaciones y criterios de diseño sísmico para pórticos especiales de acero resistentes a momento, fabricados a partir de planchas soldadas, con conexiones ANRS-AS; (3) evaluación sísmica del PEARM con conexiones ANRS-AS; y (4) comparación de los costos de la estructura de un edificio prototipo con PEARM y conexiones ANRS-AS, fabricado a partir de planchas soldadas, con el costo de un edificio similar pero en concreto reforzado.

El Capítulo 2 de este trabajo presenta un breve resumen de las conexiones viga-columna utilizadas antes de los sismos de Northridge, EEUU (1994), Kobe, Japón (1995), y Ciudad de México (1985); y de las fallas presentadas en las mismas bajo efectos de dichos sismos. Este capítulo también describe el estado del arte y de la práctica de los edificios metálicos en la ciudad de Guayaquil, y de las posibles deficiencias que éstos pudieran presentar ante la ocurrencia de sismos moderados y severos. Adicionalmente, presenta la revisión de las investigaciones previas más revelantes de sistemas estructurales con Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento y Conexiones con Alas No Reforzadas Soldadas y Alma Soldada (ANRS-AS). Además, se detallan las principales características de las diferentes conexiones precalificadas tratadas en FEMA-350 y ANSI/AISC 358-05,

principalmente de la conexión ANRS-AS con sus ventajas y desventajas.

El Capítulo 3 define los niveles de desempeño sísmico de edificios y niveles sísmicos. También presenta brevemente los estados límites estructurales y los objetivos del diseño por desempeño para PEARM con conexiones ANRS-AS. Adicionalmente, se definen los objetivos y criterios de diseño sísmico. Este capítulo finaliza con el procedimiento de diseño de un pórtico especial de acero resistente a momento con conexión ANRS-AS.

El Capítulo 4 describe el modelo elástico lineal del edificio prototipo compuesto por PEARM con conexiones ANRS-AS desarrollado con la ayuda del programa SAP2000. También se detallan las características geométricas del edificio prototipo y las cargas a las que se encuentra sometido. Adicionalmente, se describe el análisis estático lateral y sus resultados más relevantes, para continuar con el diseño de los elementos y de la conexión ANRS-AS del edificio prototipo.

El Capítulo 5 describe el modelo analítico no lineal del pórtico prototipo estudiado en esta investigación. El modelo analítico se basa en el trabajo desarrollado por Rojas (2003) y otros autores. En la parte

inicial se describen los modelos de los miembros, luego se tratan las propiedades de los materiales empleados y de la aproximación de ellos en el DRAIN-2DX. Paralelamente, se determinan las masas del edificio que establecen la rigidez del pórtico y por ende su período fundamental, para luego calcular las cargas gravitacionales.

El Capítulo 6 presenta los registros de aceleraciones a emplearse en el análisis dinámico. En total son cinco los registros de aceleraciones a utilizarse, de los cuales uno es un registro generado artificialmente, y los restantes son registros de sismos que presentaron características similares a los sismos que podrían ocurrir en la costa ecuatoriana. Adicionalmente, se trata el tema del factor de escala para comparar los registros de aceleraciones con el espectro de aceleraciones utilizado en el diseño según el AISC/SEI 7-05.

El Capítulo 7 presenta los resultados del análisis estático lateral no lineal (*pushover*) al cual es sometido el pórtico prototipo. La primera parte trata de forma global la respuesta del pórtico; es decir, se analizan las derivas de entrepiso, deriva total, sobrerresistencia del pórtico y cortantes basales. La segunda parte, analiza el comportamiento local de la estructura; es decir, vigas, columnas y

zonas de panel, con el fin de determinar si la estructura cumplió con los Objetivos del Diseño por Desempeño (ODD).

El Capítulo 8 presenta los resultados de los análisis dinámicos no lineales a los cuales es sometido el pórtico prototipo. Los niveles sísmicos utilizados fueron los correspondientes al Sismo de Diseño (DBE) y al Sismo Máximo Considerado (MCE). La primera parte del capítulo describe de forma global la respuesta del pórtico; es decir, se analizan las derivas de entrepiso, deriva total, energía de entrada, fuerzas inerciales y cortantes basales; producido por cada registro de aceleraciones. La segunda parte, analiza el comportamiento local de la estructura; es decir, vigas, columnas, zonas de panel y conexiones, con el fin de determinar si la estructura cumplió con los ODD. Finalmente, el capítulo termina con una evaluación general del cumplimiento de los estados límites según cada nivel sísmico y los objetivos de diseño por desempeño.

9.2 Conclusiones.

Las principales conclusiones de este trabajo se presentan a continuación:

- Los edificios con PEARM con conexiones ANRS-AS, fabricados a partir de planchas soldadas y diseñados según especificaciones tales como las presentadas en este trabajo (basadas a su vez en FEMA-350 y ANSI-AISC 341-05), poseen adecuada resistencia, ductilidad y gran capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos, como se demostró en los análisis dinámicos.
 - De los resultados de los análisis dinámicos se puede decir que la estructura tiene un desempeño sísmico adecuado, puesto que la base de las columnas de la planta baja no llegan ni al 1% de rotación plástica en las condiciones más severas, las vigas no presentan degradación de resistencia, y las zonas de panel no alcanzan la distorsión total máxima permitida. Además, las derivas de entrepiso son menores a los límites amplificados del código y las derivas residuales son mucho menores a las permitidas por el código.
 - La sobrerresistencia máxima, Ω_{MAX} , de 4.33 resultante del análisis estático lateral no lineal (*pushover*) resultó mayor a 3, que es la esperada para un PEARM según ASCE/SEI 7-05; y esto se debe principalmente a que el factor de modificación de respuesta R utilizado para el diseño del edificio fue de 6, mientras que ASCE/SEI 7-05 considera un R igual a 8.
 - Por medio de la Teoría de Análisis al Límite para PEARM se obtuvo un factor de sobrerresistencia de 4.13; es decir, muy similar al 4.33
-

obtenido con el análisis estático lateral no lineal. Por lo tanto, se puede inferir que para edificios similares al prototipo, se podría usar la Teoría de Análisis al Límite para determinar el factor de sobrerresistencia.

- El factor de amplificación de deflexión, C_d , de 4.5 (valor utilizado en este trabajo), determinado por una relación de factor de modificación de respuesta de este estudio ($R = 6$) con el factor de modificación de respuesta del código ($R = 8$) y el factor de deflexión especificado por el código ($C_d = 5.5$), resultó ser adecuado, puesto que la estructura no sobrepasó los límites en el análisis elástico, ni en la evaluación sísmica.
 - Las relaciones ancho - espesor para secciones sísmicamente compactas, dadas por la ASCE/SEI 7-05, resultaron ser satisfactorias, ya que los resultados de los análisis efectuados indican que la estructura desarrolló gran ductilidad.
 - Los valores de R_y y R_t del acero indicados por ANSI/AISC 341-05, donde R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y , del material; y R_t es la relación entre el esfuerzo de fluencia último probable y el esfuerzo de fluencia último especificado, F_u , del material; para planchas de acero coinciden con los valores determinados por Cassagne (2008) para planchas de acero distribuidas en la ciudad de Guayaquil.
-

- Para edificios de mediana altura, como el estudiado en este trabajo, 6 de niveles, localizados en nuestra ciudad, el peso de la estructura metálica resultó estar en el orden de los 65 kg/m².
 - El presupuesto estimado del costo de la estructura, incluida la cimentación superficial, del edificio prototipo investigado en este trabajo resultó estar en el orden de los 170 \$/m². Este costo es un poco más elevado (probablemente de un 15 a 20%) comparado al de un edificio similar en concreto reforzado. Sin embargo, esta diferencia en costo puede ser compensada por la rapidez con la que se puede construir edificios en acero. La construcción en acero permite realizar distintas actividades a la vez, como por ejemplo la ejecución de la cimentación, fabricación de perfiles, etc. Adicionalmente, la construcción en concreto reforzado es mucho más pesada que la construcción en acero, lo cual se traduce en una cimentación más costosa.
 - Rojas (2003) estudió un edificio prototipo de seis pisos con las mismas características al estudiado en este trabajo. El peso de la estructura metálica de este edificio resultó en el orden de los 60 kg/m². La diferencia de peso se debe a que el edificio estudiado por Rojas estaba ubicado en Los Angeles-EEUU, en donde la calidad de la inspección y mano de obra es superior al de nuestra ciudad. Por este motivo, el edificio estudiado por Rojas fue diseñado utilizando un
-

factor de modificación de respuesta $R = 8$ (tal como lo estipula el IBC 2000 y el ASCE/SEI 7-05) mientras que en este trabajo se utilizó $R = 6$ a fin de penalizar la inferior mano de obra y calidad existente en nuestra ciudad en comparación con la de países desarrollados. Por otro lado, el edificio estudiado por Rojas es poco redundante ya que utiliza PARM en los pórticos exteriores, mientras que los pórticos interiores son gravitacionales. En el caso del presente trabajo, todos los pórticos del edificio son resistentes a momento a fin de contar con una estructura altamente redundante y evitar posible concentraciones de esfuerzos en solo unos cuantos pórticos de la estructura.

9.3 Recomendaciones.

Las principales recomendaciones de este trabajo se presentan a continuación:

- Se recomienda realizar ensayos experimentales locales de ANRS-AS para PEARM fabricados a partir de planchas soldadas a fin de comparar los resultados de estos ensayos con aquellos obtenidos mediante modelos analíticos.
 - Para disminuir los costos de edificios con PEARM y conexiones ANRS-AS, se recomienda investigar la posibilidad de rellenar las
-

columnas tubulares de acero con concreto. De esta manera, los espesores de las columnas de acero disminuirán, obteniéndose una estructura más económica, posiblemente en el orden de los 55 kg/m².

- Se recomienda realizar diseños y análisis no-lineales para otro tipo de geometría de PEARM, i.e., diferentes números de tramos y de pisos, a fin de validar o mejorar el procedimiento de diseño descrito en el Capítulo 4.
 - En este trabajo se utilizó un factor de modificación de respuesta, R , igual a 6, mientras que los códigos americanos recomiendan un factor de modificación de respuesta de 8 para este tipo de estructuras. Varios criterios de diseño sísmico vienen asociados a este factor de modificación (i.e., relaciones ancho-espesor para secciones sísmicamente compactas y factor de amplificación de deflexión para la determinación de derivas de entrepiso); por lo tanto, a pesar de que la evaluación sísmica arrojó resultados satisfactorios, se recomienda realizar una investigación adicional al respecto.
 - Se recomienda efectuar un estudio de cómo detallar las zonas de los empalmes de columnas que presenten cambios de secciones.
-

BIBLIOGRAFÍA

1. ANSI/AISC (2005). *“Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,” Reporte No. ANSI/AISC 358-05*, American National Standard Institute y American Institute of Steel Construction, Chicago.
 2. AISC (2005). *“Specification for Structural Steel Buildings,” Reporte No. AISC 360-05*, American Institute of Steel Construction, Chicago.
 3. ANSI/AISC (2005). *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” Reporte No. ANSI/AISC 341-05*, American National Standard Institute y American Institute of Steel Construction, Chicago.
 4. ASCE STANDARD (2005). *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” Reporte No. ASCE/SEI 7-05*, American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute, United States of America.
-

5. Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A. (2003). "*Ductile design of steel structures*". McGraw-Hill, New York.
 6. Cassagne, A. (2008). "*Especificaciones Técnicas de Construcción para PARM fabricados a partir de planchas soldadas*". Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.
 7. De la Fuente, C. (2007). "*Conexiones con Vigas de Sección Reducida para Pórticos de Acero Resistentes a Momento*". Tesis de Grado, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Facultad de Ingeniería Civil.
 8. Caballero, M. (2005). "*Rehabilitación Sísmica de Pórticos de Acero Resistentes a Momento con Conexiones Postensadas y Elementos de Fricción*". Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.
 9. Rojas, P. (2003). "*Seismic Analysis, Design, and Evaluation of Post-Tensioned Friction Damped Connections for Steel Moment Resisting*
-

Frames". Disertación Doctoral, Universidad de Lehigh Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Bethlehem, P.A.

10. FEMA 355 (2000). "*State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment Frame Buildings in Earthquakes,*" Reportes No. FEMA-355D, FEMA-355E, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

 11. FEMA 310 (1998). "*Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard,*" Reporte No. FEMA-310, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

 12. FEMA 350 (2000). "*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings,*" Reporte No. FEMA-350, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

 13. SAC (2000). "*Recommended Design Criteria for New Steel Moment Frame Structures,*" Reporte No. FEMA-350, Unión Empresarial SAC (Structural Engineering Asociation of California, Applied Tecnology Council y Consortium of Universities for Research in Earthquake
-

Engineering) para Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.

14. Prakash, V., Powell, G., and Campbell, S. (1993). "DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide, Version 1.0." Report No. UCB/SEMM-93/17 & 18, Structural Engineering Mechanics and Materials, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley, CA.
-