

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 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_d) 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:

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

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:

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

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

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 (PEARMS) 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:

$$E = \frac{2.1R_y M_p L'}{L} \quad (3.13)$$

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:

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

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

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

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:

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

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

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]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	b/t	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	b/t	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$

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)
Stiffened Elements	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 $C_a \leq 0.125$ [k] $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$
			for $C_a > 0.125$ [k] $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	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	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	