

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Implementación de conexiones calificadas viga-columna en  
pórticos no arriostrados especiales de acero resistentes a momento  
en el Ecuador**

**PABLO BENITO ROLDÓS FARÍAS**

Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de Ingeniería  
Civil

Quito, Mayo de 2012

**Universidad San Francisco de Quito**  
**Colegio de Ciencias e Ingeniería el Politécnico**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS**

**Implementación de conexiones calificadas viga-columna en  
pórticos no arriostrados especiales de acero resistentes a momento  
en el Ecuador**

**PABLO BENITO ROLDÓS FARÍAS**

Fabricio Yépez, Ph.D.

Director de Tesis y .....

Miembro del Comité de Tesis.

Fernando Romo, M.Sc.

Director de Ingeniería Civil .....

y Miembro del Comité de Tesis.

Santiago Gangotena, Ph.D.

Decano del Colegio de Ciencias e .....

Ingeniería el Politécnico

Quito, Mayo de 2012

© Derechos de autor

Pablo Benito Roldós Farías

2012

## **Agradecimiento**

A mis seres queridos, especialmente a mis padres, por siempre brindarme su apoyo, esfuerzo, confianza y amor incondicional para seguir adelante con todo lo que me propongo.

Al Dr. Fabricio Yépez, mi director de tesis y profesor, por su esfuerzo y conocimiento brindado no solo durante la dirección de esta tesis, sino también como académico de la carrera de Ingeniería Civil con su valioso aporte.

A todo el personal que forma parte de la Universidad San Francisco de Quito, por ser parte fundamental de mi formación académica y personal durante todo este tiempo.

## Resumen

Se propone la implementación de procedimientos de diseño y construcción de conexiones viga-columna pórticos no arriostrados especiales de acero resistentes a momento (PEARM) en el Ecuador, que aseguren y garanticen un buen desempeño de la conexión bajo cargas sísmicas severas. Es fundamental la ductilidad y buen desempeño sísmico en las conexiones viga-columna ya que la forma de absorber la energía proveniente de un sismo por parte una estructura es mediante deformaciones dúctiles de los miembros de dicha estructura. La capacidad de disipación de energía mediante deformaciones de un PEARM se basa en la formación de rotulas plásticas en la base de las columnas, columnas y vigas. Es ahí donde viene importancia de la conexiones viga-columna, al transmitir las fuerzas sísmicas provenientes de las columnas hacia las rotulas plásticas de las vigas.

Existen dos alternativas para garantizar un buen desempeño sísmico en las conexiones resistentes a momento viga-columna: 1) mediante la utilización de conexiones pre calificadas como, por ejemplo, siguiendo los procedimientos establecidos en las normas de construcción sismo resistentes para estructuras de acero en Estados Unidos, la cuales tiene un vasto respaldo de ensayos en laboratorio, análisis, evaluación y revisiones por parte de personal académico y profesional altamente calificado; y 2) mediante la calificación en laboratorio de las conexiones viga-columna realizando ensayos bajo cargas cíclicas para observar y comprobar su buen desempeño sismo resistente.

La presente tesis se enfoca en el análisis de estas alternativas y los requerimientos para ser implementadas en el Ecuador.

## **Abstract**

It is proposed the implementation of design and construction procedures for beam-to-column moment resistant connection in steel special moment frames (PEARM) for Ecuador, which will ensure and guaranteed a good performance of the connection under severe seismic loads. It's essential the ductility and good seismic performance of beam-to-column connections because the way of absorbing energy from an earthquake for a structure is by ductile deformation of the members. The capacity of energy dissipation by deformation of a PEARM is based by the formation of plastic hinges at the base of the columns, beams and columns. This is where comes the importance of beam-to-column connections, which is the capability to transmit forces from the columns to the plastic hinges of the beams.

There are two ways to guarantee a good seismic performance of a beam-to-column moment resistant connection: 1) by using the pre-qualified connections, for example, following the American seismic provision which has undergone by sufficient testing, analysis, evaluation and review from highly qualified academic and professional personal; and 2) by making cyclic testing in laboratory for qualification of the of beam-to-column connection to observe and proof the good seismic performance.

This thesis focuses on the analysis of these alternatives and the requirements to be implemented in Ecuador.

## Tabla de Contenido

1. ANTECEDENTES .....	1
1.1. Riesgo sísmico del Ecuador.....	1
1.2. Estructuras Sismo Resistentes .....	3
1.2.1 Estructuras Sismo Resistente de Acero .....	3
1.3 Sismos históricos para la evolución de Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas .....	5
1.3.1 Características del Sismo de Northridge en 1994.....	6
1.3.2 Características del Sismo de Kobe en 1995.....	6
1.3.3 Consecuencias y lecciones aprendidas en sismos de Northridge y Kobe ...	7
1.4 Acciones requeridas en PEARM después de sismos en Northridge y Kobe....	12
1.4.1 Conexiones Viga-Columna .....	18
2. Fundamentos Teóricos.....	20
2.1 Código/Norma Ecuatoriana de la Construcción .....	21
2.2 Normas sísmicas modernas para PEARM.....	22
2.2.1 Provisiones Sísmicas de PEARM de la ANSI/AISC 2010.....	23
2.2.1.1 Base del diseño .....	23
2.2.1.2 Requerimientos del Sistema .....	24
2.2.1.2.1 Relaciones de Momento .....	24
2.2.1.2.2 Arriostramientos Laterales en Vigas .....	26
2.2.1.2.3 Arriostramientos Laterales de Conexiones Vigas-Columna.....	27
2.2.1.2.3.1 Conexiones Arriostradas.....	27
2.2.1.2.3.1 Conexiones No-Arriostradas.....	28
2.2.1.3 Miembros .....	29
2.2.1.3.1 Requerimientos Básicos .....	29
2.2.1.3.2 Patines de Vigas .....	29
2.2.1.3.3 Zonas Protegidas.....	29
2.2.1.4 Conexiones.....	30
2.2.1.4.1 Soldadura de Demanda Crítica.....	30
2.2.1.4.2 Conexiones Viga-Columna .....	30

2.2.1.4.3 Demostración de conformidad .....	33
2.2.1.4.4 Zonas panel en conexiones .....	33
2.2.1.4.4.1 Resistencia al Cortante de la zona panel.....	34
2.2.1.4.4.3 Soldaduras de doble placa en la zona panel .....	35
2.2.1.4.5 Placas de Continuidad .....	36
2.2.1.4.5.1 Requerimiento de las Placas de Continuidad .....	37
2.2.1.4.5.2 Espesor Placas de Continuidad.....	38
2.2.1.4.5.3 Soldadura de Placas de Continuidad.....	38
2.2.1.4.6 Empalme de Columnas.....	39
2.2.2 Normas Sísmicas en Otros Países .....	39
2.2.2.1 Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero).....	39
2.2.2.2 Chile.....	41
2.2.2.3 Colombia.....	42
2.2.3. Soldadura en las PEARM .....	44
2.3 Deficiencias en el Ecuador .....	53
2.3.1 Deficiencias en muestreo edificaciones de acero en la ciudad de Quito ...	54
2.3.1.1 Empresa 1 .....	54
2.3.1.1.1 Empresa 2.....	56
2.3.1.2 Empresa 3 .....	61
2.3.1.3 Empresa 4 .....	62
2.3.2 Deficiencias en edificaciones de acero en la ciudad de Guayaquil.....	62
2.3.2.1 Entrevistas .....	63
2.3.2.1.1 Dr. Pedro Pablo Rojas Cruz.....	63
2.3.2.1.2 MSc. Ricardo Armijos .....	66
2.3.2.2 Investigación Ing. Ángel Cassagne.....	68
2.3.3 Generalidad en deficiencias diseño sismo resistente en PEARM.....	69
3. Desarrollo .....	74
3.1 Diseño de una conexión viga-columna: Reduced Beam Section (RBS) .....	76
3.1.1. Diseño sismo resistente de vigas y columnas.....	76
3.1.2 Parámetros previos al diseño de conexión a momento viga-columna tipo Reduced Beam Section (RBS) .....	104



3.1.3 Diseño conexión a momento viga-columna tipo Reduced Beam Section (RBS).....	108
3.1.3.1 Limitaciones para las conexiones precalificadas tipo RBS .....	109
3.1.3.4. Cumplimiento de las limitaciones para la conexión en cuestión .....	112
3.1.3.3. Procedimiento para el diseño de la RBS .....	113
4. Implementación de Conexiones Pre-Calificadas en el Ecuador .....	118
4.1. Generalidades.....	118
4.2. Utilización de Conexiones Pre Calificadas – ANSI/AISC 358 .....	119
4.3. Ensayos bajo cargas cíclicas para la calificación de conexiones viga-columna	120
4.3.2. Variables Esenciales durante los Ensayos .....	121
4.3.2.1. Fuentes de la rotación inelástica .....	122
4.3.2.2. Tamaño de los miembros.....	122
4.3.2.3. Detallamiento de la conexión.....	123
4.3.2.5. Esfuerzo del acero .....	124
4.3.2.6. Soldaduras.....	124
4.3.3. Cargas cíclicas .....	125
4.3.3.1. Secuencia de las cargas cíclicas .....	125
4.3.4. Instrumentación .....	126
4.3.5. Criterio de Aceptación .....	131
5. Conclusiones y Recomendaciones .....	131
Bibliografía .....	136
Anexos .....	138

## Índice de figuras

Figura 1. Subducción de la placa oceánica Nazca debajo de la placa continental Sudamericana (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2010) .....	2
Figura 2. Pórtico Especial de Acero Resistente a Momento (PEARM) .....	5
Figura 3. Componentes Estructurales de un PEARM .....	5
Figura 4. Conexiones viga-columna típicos en estructuras PEARM en Ecuador .....	7
Figura 5. Fractura de soldadura en conexión viga-columna en un PEARM (FEMA 350, 2000) .....	10
Figura 6. Diseño típico de conexión “Pre-Northridge” .....	11
Figura 7. Detalle de la soldadura en el patín inferior de una viga (con respaldo).....	17
Figura 8. Cordón de soldadura hecho de forma descendiente.....	17
Figura 9. Huecos de acceso para soldadura entre el alma y patines de la viga.....	18
Figura 10. Fractura de una columna en una estructura de Los Ángeles en el sismo de Northridge (FEMA 350, 2000) .....	19
Figura 11. Zona común de iniciación de la fractura en conexión viga-columna (FEMA 350, 2000) .....	19
Figura 12. Zonas donde se espera deformaciones inelásticas en un PEARM .....	23
Figura 13. Fuerzas que llegan a nudo para determinación de $M_{pb}^*$ .....	25
Figura 14. Ubicación de arriostramientos laterales en vigas (Engelhardt, 2007) .....	26
Figura 15. Arriostramiento para conexión .....	28
Figura 16. Zona Protegida para vigas tipo “Reduced Beam Section” (RBS) (Engelhardt, 2007).....	30
Figura 17. Ángulo de deriva de entrepiso (Alacero, 2008) .....	31

Figura 18. Aceptación degradación de resistencia.....	32
Figura 19. Fuerzas que llegan a la zona de panel.....	34
Figura 20. Esquema de la ubicación de soldadura tapón en la zona de panel .....	35
Figura 21. Ubicación de las placas de continuidad .....	36
Figura 22. Típica falla frágil en conexión viga-columna “Pre-Northridge” (Alacero, 2008).....	45
Figura 23. Falla frágil separando el patín de la viga de la columna. (Alacero, 2008)	46
Figura 24. Fractura que dio como resultado una gran grieta desde el patín de la viga a la columna. (Alacero, 2008) .....	46
Figura 25. Gráficos de diferenciación entre diferentes tipos de soldadura (Rojas, 2012).....	53
Figura 26. Montaje de vigas y columnas en edificio visitado de la Empresa 1 .....	59
Figura 27. Conexión viga-columna tipo WUF-W interior de edificio en construcción de Empresa 1 .....	59
Figura 28. Conexión viga-columna exterior de edificio en construcción de Empresa 1 .....	60
Figura 29. Cordón de soldadura en patín inferior de edificio en construcción de Empresa 1 .....	60
Figura 30. Procesos de soldaduras incorrectos en cordón de patín superior.....	73
Figura 31. Malas prácticas en montaje y diseño de conexiones viga-columna .....	74
Figura 32. Vista en planta de edificio de ejemplo.....	78
Figura 33. Vista lateral derecha/izquierda en elevación de edificio de ejemplo .....	79

Figura 34. Diagramas Esfuerzo-Deformación para varios tipos de acero estructurales .....	80
Figura 35. Dimensiones de pre diseño de vigas en eje x .....	84
Figura 36. Dimensiones de pre diseño de vigas en eje y .....	85
Figura 37. Dimensiones de pre diseño de columnas.....	85
Figura 38. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (NEC - 11, 2011).....	92
Figura 39. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC - 11, 2011) .....	94
Figura 40. Análisis estructural del ejemplo realizado desde paquete computacional SAP 2000 .....	96
Figura 41. Curvas de Peligro Sísmico para Guayaquil a diferentes Períodos Estructurales (NEC - 11, 2011) .....	97
Figura 42. Dimensiones de diseño de vigas en eje x .....	101
Figura 43. Dimensiones de diseño de vigas en eje y .....	102
Figura 44. Dimensiones de diseño de columnas.....	103
Figura 45. Ubicación de soldadura de ranura tipo penetración completa en la fabricación de columnas.....	106
Figura 46. Ubicación de la conexión a diseñarse (primera planta).....	109
Figura 47. Configuración de Conexión RBS.....	110
Figura 48. Dimensionamientos de los cortes a realizarse en los patines de la viga	114
Figura 49. Longitudes para PEARM en el cálculo de RBS.....	116

Figura 50. Diagrama de Cuerpo Libre entre el centro de RBS y la cara de la columna .....	117
Figura 51. Dimensiones del diseño final para el RBS .....	118
Figura 52. Esquema del ensayo a realizarse el laboratorio para calificación de conexión viga-columna exterior (Engelhardt, 2007) .....	129
Figura 53. Configuración real de un ensayo bajo cargas cíclicas para la calificación de una conexión viga-columna exterior (Engelhardt, 2007) .....	129
Figura 54. Esquema del ensayo a realizarse el laboratorio para calificación de conexión viga-columna interior (Engelhardt, 2007) .....	130
Figura 55. Configuración real de un ensayo bajo cargas cíclicas para la calificación de una conexión viga-columna interior (Engelhardt, 2007) .....	130

### Índice de tablas

Tabla 1. Propiedades Mecánicas para Soldaduras de Demanda Crítica (ANSI/AISC 341-10, 2010).....	52
Tabla 2. Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para aceros ASTM A36, A572 Gr50 y A588 Gr50 (ANSI/AISC 341-10, 2010) .....	82
Tabla 3. Medidas de secciones de vigas y columnas en el pre diseño del ejemplo..	83
Tabla 4. Máximas Relaciones Ancho-Espesor (NEC - 11, 2011).....	87
Tabla 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC - 11, 2011) .....	89
Tabla 6. Coeficientes de irregularidad en planta (NEC - 11, 2011) .....	90
Tabla 7. Irregularidad penalizada en elevación (NEC - 11, 2011).....	91
Tabla 8. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (NEC - 11, 2011).....	93
Tabla 9. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd (NEC - 11, 2011).....	93

Tabla 10. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del suelo $F_s$ (NEC - 11, 2011).....	93
Tabla 11. Dimensiones definitivas de vigas y columnas del ejemplo .....	100
Tabla 12. Relaciones Ancho-Espesor de vigas y columnas definitivas .....	104
Tabla 13. Tipo de conexiones pre calificadas que propone la norma ANSI/AISC 358 .....	133

# 1. ANTECEDENTES

## 1.1. Riesgo sísmico del Ecuador

Ecuador está ubicado en una zona de alto peligro sísmico (NEC - 11, 2011), con una alta probabilidad de que se produzcan movimientos sísmicos severos en un periodo determinado. Ecuador presenta fuentes sísmicas de tres tipos; la primera y principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador (NEC - 11, 2011), es la subducción de la placa oceánica Nazca debajo de la placa continental Sudamericana (Figura 1). Este tipo de sismos tienen características sísmicas superficiales en la plataforma submarina y costa ecuatoriana y, conforme el hipocentro se adentra al continente, los sismos tienen características sísmicas de mayor profundidad, dependiendo también del ángulo de subducción que exista (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2010). La segunda fuente, son los sismos originados en las fallas geológicas corticales. El Ecuador está conformado en su totalidad por fallas geológicas en las cuales, cada sistema o conjunto que las constituye, pueden producir sismo que tienen cantidad, frecuencia y magnitud de diferente variabilidad dependiendo la región que se esté analizando (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2010). En el sistema de fallas geológicas que atraviesan el Ecuador, se destacan el sistema principal dextral de fallas (grandes terremotos de la región Interandina) y el de fallas inversas (estribación de la Cordillera Real) (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2010). La tercera fuente sísmica y la de menor liberación de energía sísmica, provoca sismos de origen volcánico (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2010). Como se sabe, Ecuador es un país altamente volcánico, los cuales originan el

fenómeno de sismos volcánicos, pero son sismos que no se propagan grandes distancias (características superficiales) y no causan daños significativos en construcciones (Yépez, 2011).



Figura 1. Subducción de la placa oceánica Nazca debajo de la placa continental Sudamericana (Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2010)

Ecuador también tiene su clasificación para riesgo sísmico, el cual implica la combinación de peligrosidad sísmica, vulnerabilidad y exposición de que se produzcan daños (edificaciones y humanas) por movimientos sísmicos (NEC - 11, 2011). Como se describió anteriormente, Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico, además la vulnerabilidad y exposición del colapso de edificaciones en un evento sísmico son altas. Según técnicos de la Cámara de la Construcción de Quito, "...más del 70% de las edificaciones que existen en el país se han construido de manera informal... pues no se han empleado técnicas adecuadas que permitan garantizar que esas construcciones puedan resistir un posible sismo...estas edificaciones informales habitan alrededor de 10 millones de personas, unas 3'500.000 casas mal construidas" (Diario El Telégrafo, 2011) .Estos parámetros dan como resultado al Ecuador como una región de alto riesgo sísmico debido a la



combinación de una alta probabilidad de ocurrencia sísmica, como así también el alto riesgo de colapso de estructuras y pérdidas humanas.

## 1.2. Estructuras Sismo Resistentes

Debido a que Ecuador se clasifica como una región de alto riesgo sísmico, entonces todas las normas de diseño y construcción de estructuras civiles deberán ser sismo resistentes (Rojas, 2012). El requerimiento básico de cualquier estructura sismo resistente, es proveer a la estructura la habilidad de soportar un intenso movimiento del suelo sin que colapse, pero potencialmente dejando daños estructurales significativos (FEMA 350, 2000). Para cumplir este requerimiento básico, una de las principales características, es que la estructura en sí, tenga un comportamiento dúctil. En una estructura, el comportamiento dúctil se logra cuando la estructura como un todo es capaz de soportar grandes deformaciones inelásticas sin disminuir su capacidad de resistencia y además sin desarrollar inestabilidad y colapso del sistema (FEMA 350, 2000). Estas normas deberán aplicarse para las edificaciones de los distintos tipos de materiales que se utilicen para la construcción, los cuales en nuestro país son principalmente hormigón armado y estructuras de acero.

### 1.2.1 Estructuras Sismo Resistente de Acero

Esta tesis se limita al análisis de las edificaciones de acero sismo resistente, específicamente para Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM), que son una tipología que tiene cierto espacio en el Ecuador. Los PEARM están conformados principalmente por elementos rectilíneos horizontales (vigas) y verticales (columnas), conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos (ver Figura 2).

Se deberá considerar los siguientes elementos para el diseño de un PEARM: vigas, columnas, conexiones viga-columna, zona panel, empalmes y bases de columna (Alacero, 2008) como se puede apreciar en la Figura 3. Las vigas y columnas utilizan perfiles laminados en caliente o perfiles armados de placas laminadas en caliente, característica muy importante en estructuras metálicas sismo resistente (Yépez, 2011). Las vigas y columnas están sometidas principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que son los esfuerzos que controlan su diseño, y por ello el nombre de pórticos resistentes a momento (Alacero, 2008). El caso típico ecuatoriano en estructuras PEARM, son las vigas tipo "I" y las columnas fabricadas utilizando canales soldados, en ambos casos a partir de placas o planchas soldadas (Cassagne, 2009).

A nivel mundial, es a partir de los años 60's que se empieza a considerar a los PEARM fabricados con soldadura, como una de las estructuras más dúctiles. Se creía que este tipo de estructuras eran esencialmente invulnerables ante los sismos y, si existiese daño estructural, estaría limitado por la fluencia dúctil de los miembros y las conexiones (FEMA 350, 2000). Esta manera de pensar provocó que la gran mayoría de las construcciones de gran altura en el oeste de los Estados Unidos, sean pórticos resistentes a momento fabricadas con soldadura. Esta creencia cambió después de ver el pobre desempeño sismo resistente de las PEARM al ser afectadas por un par de eventos sísmicos que se discutirán más adelante, hechos que se constituyeron en un hito en el diseño sismo-resistente de dichas estructuras, especialmente en lo que tiene que ver con las conexiones viga-columna.



Figura 2. Pórtico Especial de Acero Resistente a Momento (PEARM)

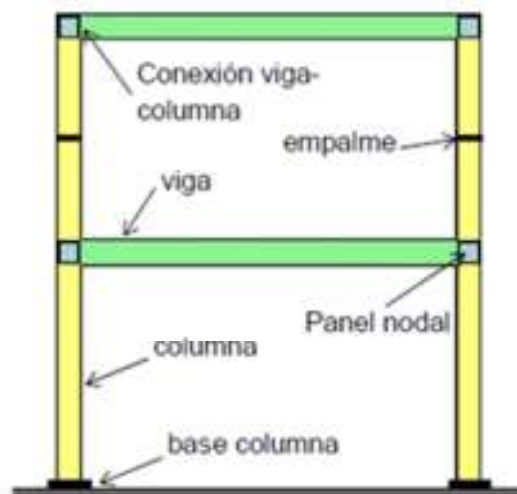


Figura 3. Componentes Estructurales de un PEARM

### 1.3 Sismos históricos para la evolución de Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas

En la época de los 90's hubieron algunos sismos alrededor del mundo que marcaron un hito para las normas sismo resistente en los PEARM. Los sismos que tuvieron una mayor trascendencia en dichas estructuras, fueron dos esencialmente, y

justamente en los países pioneros en las normas sismo resistentes: Estados Unidos y Japón. El sismo de Northridge en 1994 en el estado de California fue el primero que alertó y preocupó a los ingenieros estructurales de Estados Unidos, y posteriormente, no mucho después, en Enero de 1995 el sismo de Kobe en Japón. Estos dos sismos han cambiado el estado del arte y de la práctica del diseño y la construcción en edificios de acero sismo resistente (Hewitt, 2008).

### 1.3.1 Características del Sismo de Northridge en 1994

Ocurrió el 17 de Enero de 1994 un sismo de magnitud 6.7 en la escala de Richter, que produjo aceleraciones horizontales máximas de hasta 0.91g, cuyo epicentro se localizó a 1.6 km de la ciudad de Northridge y a 20 km de la ciudad de Los Ángeles (Cassagne, 2009). El sismo ocasionó setenta y dos muertos y alrededor de nueve mil heridos. En términos de daños en infraestructura, hubo daños en autopistas, pasos a desnivel, edificios de parqueo, líneas de agua potable, viviendas, clínicas y edificios de vivienda. El terremoto causó daños con un costo aproximado de \$12.5 mil millones de dólares, siendo uno de los terremotos más costosos en la historia de los Estados Unidos (Hewitt, 2008)

### 1.3.2 Características del Sismo de Kobe en 1995

Ocurrió el 17 de Enero de 1995 un sismo de magnitud 7.2 en la escala de Richter, cuyo epicentro se localizó 20 km al sur-oeste de la ciudad de Kobe, Japón (Cassagne, 2009). Ocasiónó cinco mil cien muertos, alrededor de veintisiete mil heridos y trescientas mil personas sin hogar (ANSI/AISC 341-10, 2010). En daños en términos de infraestructura, hubo daños y colapsos en casas tradicionales japonesas

con pórticos de madera, edificios de apartamentos, edificio de oficinas, carreteras, pasos de desnivel y puentes. Hubo un total de 4.530 edificios con daños estructurales y 1.067 edificios que colapsaron (Hewitt, 2008). Se pudo apreciar que los elementos viga y columna en edificios estilo PEARM de Japón, son mayormente parecidos a los que se usan en el Ecuador, ya que las columnas son tipo cajón al soldarlas entre dos canales y ocasionalmente rellenarlas de hormigón para que funcionara como un material mixto (Ospina, 2012) como se puede apreciar en la Figura 4.



Figura 4. Conexiones viga-columna típicos en estructuras PEARM en Ecuador

### 1.3.3 Consecuencias y lecciones aprendidas en sismos de Northridge y Kobe

Estos sismos ocasionaron muchos cambios en los códigos de la construcción de edificaciones de acero en el mundo. Un aspecto importante a resaltar en el diseño de PEARM, es la importancia de las conexiones viga-columna, ya que son necesarias

desde el punto de vista constructivo para asegurar que las vigas puedan desarrollar en su totalidad su capacidad a flexión (Rojas, 2012). Este par de eventos sísmicos, fueron un hito en la ingeniería sismo resistente de las estructuras de acero, especialmente en los PEARM y específicamente para las conexiones viga-columna, donde se pudo constatar los daños y el alto costo de las reparaciones (hubiera sido más barato las reparaciones de las fallas dúctiles en las rotulas plásticas que las fallas frágiles ocurridas en las conexiones viga-columna) en el tipo de daños ocurridos, los cuales llevaron a cambios importantes de las estructuras PEARM en términos de diseño y construcción (FEMA 350, 2000). Las edificaciones afectadas por estos sismos, en su mayoría no colapsaron, pero sufrieron daños estructurales. El principal problema fue que las estructuras no se comportaron como se anticipaba en los diseños y cálculos estructurales sismo resistente (comportamiento del sistema no era dúctil), al ocurrir daños estructurales importantes ante movimientos del suelo muchos menos severos a los esperados por los diseñadores (FEMA 350, 2000). Los principales efectos que dejaron estos sismos, fueron que una gran cantidad de estructuras de acero sismo resistente PEARM, experimentaron una fractura frágil de las soldaduras en las conexiones viga-columna sin permitir que se pueda desarrollar las rotulas plásticas en las vigas como se era de esperar. Además se reportaron daños en la fabricación y soldadura de las conexiones, agujeros de acceso a la soldadura, espesores pequeños en los cordones de soldadura, y algunas otras malas prácticas en la construcción (FEMA 350, 2000). La altura de los edificios analizados en estos sismos, fueron desde hasta 26 pisos, construidos en los últimos 30 años anteriores a la ocurrencia del sismo (FEMA 350, 2000). Muchos de los edificios experimentaron daños y fallas en las

conexiones viga-columna, las cuales solamente fueron sometidas a demandas inelásticas bajas-moderas y en algunos casos ocurrieron las fallas frágiles mientras las conexiones estaba aún en el rango elástico (FEMA 350, 2000). Ocurrieron muchos tipos de fracturas, pero los más comunes y la gran mayoría de estas, se ubicaron a la iniciación de la conexión entre el patín inferior de la viga y el patín de la columna (NEHRP Seismic Design Technical Brief). Además, hubo fallas en las uniones de las soldaduras de ranura completa (ver Figura 5), grietas en los patines de las vigas y grietas a través de la sección de la columna (FEMA 350, 2000). La falta de comunicación entre los diseñadores y constructores ha sido uno de las razones para que existan este tipo de problemas, especialmente en las conexiones, ya que los ingenieros diseñadores hacían sus diseños con ciertos requisitos y los fabricantes no tomaban en cuenta dichos criterios, haciendo que en la práctica, las estructuras sean diferentes a lo que los diseñadores esperaban.



Figura 5. Fractura de soldadura en conexión viga-columna en un PEARM (FEMA 350, 2000)

La mayoría de los pórticos resistentes a momento construidos antes de 1994, conocidas como estructuras “Pre-Northridge”, tienen algunas características que fueron cambiadas en las normas después de los estudios realizados en los PEARM de las estructuras afectadas por los sismos de Northridge y Kobe. Uno de los diseños de conexiones típicos, consistía en una pestaña para resistir corte, la cual estaba empernada en el alma de la viga y patines entre viga y columna con soldadura de ranura (ver Figura 6). Las placas de respaldo estaban permitidas dejarlas en el sitio (no era obligación removerlas) y la geometría de los huecos para acceso de soldadura no estaba bien definida (Hewitt, 2008). Los análisis hechos a este tipo de conexiones, las cuales fallaron frágilmente en las soldaduras entre el patín inferior de las vigas y



columna, mostraron que las demandas inelásticas no fueron grandes (como se preveía), y no estaban en el nivel de demanda como para haber existido fallas. Además se encontró mucha variabilidad en diferentes factores tales como: los esfuerzos de fluencia y tensión de los elementos en la conexión, alta triaxialidad de esfuerzos en la conexión de los patines de la viga a la columna (limitaban desarrollar la fluencia en la rótula plástica), grandes concentraciones de esfuerzos en la conexión viga-columna, los huecos de acceso para soldadura inducían grandes esfuerzos secundarios y una degradación de la calidad de soldadura empleada en la construcción los que los ensayos de ultrasonido no podían detectar (FEMA 350, 2000). Toda esa variabilidad de factores no permiten que las conexiones trabajen de forma correcta para lograr la ductilidad y una adecuada respuesta inelástica (Hewitt, 2008).

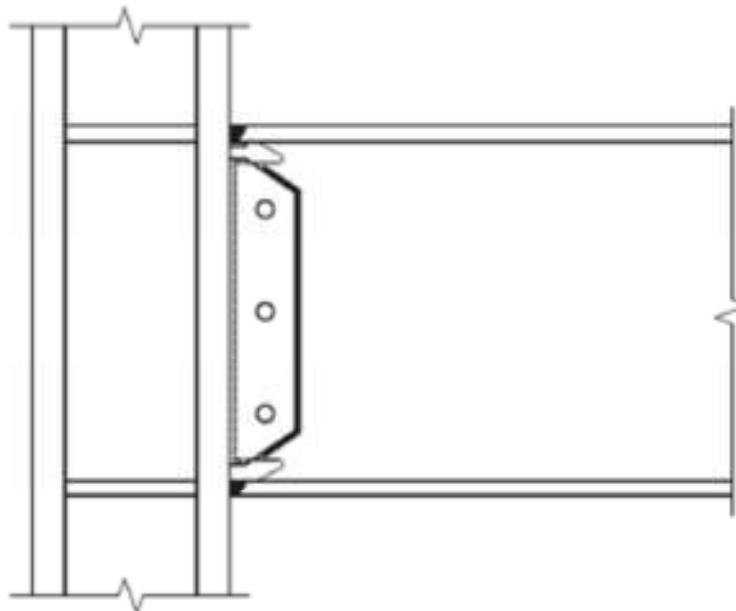


Figura 6. Diseño típico de conexión “Pre-Northridge”

#### 1.4 Acciones requeridas en PEARM después de sismos en Northridge y Kobe

Debido a estos sucesos, que fueron causa de incertidumbre en el diseño de estructuras de acero sismo resistentes a nivel mundial, la Federal Emergency Management Agency (FEMA) en conjunto con California Office of Emergency Services (OES), organización de Estados Unidos, país pionero en la ingeniería sismo resistente, creó un consorcio de profesionales asociados e investigadores llamado "The SAC Steel Project", que fueron conformados por Structural Engineers Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC) y Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE) y fueron llamados "SAC Joint Venture", con el objetivo de investigar los daños de las soldaduras por fallas frágiles en este tipo de estructuras afectadas que fueron principalmente en estructuras tipo PEARM, para poder desarrollar técnicas y diseños que minimicen los daños en dichas estructuras para sismos futuros (potencialmente mucho mayores a los ocurridos en Northridge y Kobe) y tengan un comportamiento dúctil, como se espera que se comporten (SAC Joint, 2007). Este proyecto comprendió de tres etapas: (i) el estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge (ii) análisis de las fallas y causas y (iii) desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones. Esta investigación, que duró alrededor de ocho años, ejecutó más de 500 ensayos de laboratorio de conexiones viga-columna resistentes a momento de diferentes configuraciones, produjo resultados que se constituyen como la base de las provisiones sísmicas actuales en los Estados Unidos para estructuras PEARM (sistema resistente a fuerzas sísmicas), tales como los son la ANSI/AISC 341 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 358 "Prequalified Connections For Special and

Intermediate Steel Moment Frames For Seismic Applications”, AWS D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” y FEMA350 “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings” que prevén requerimientos de diseño, fabricación y calidad (Hewitt, 2008). Según FEMA 350, el proyecto SAC realizó un extenso análisis en edificaciones; investigaciones de detalle en elementos finitos y mecánica de fractura en varias conexiones, para identificar los efectos de la configuración de conexiones, resistencia del material, resistencia y calidad en la soldadura de la conexión durante su desempeño sísmico, análisis corroborados en las más de 120 conexiones ensayadas a escala real en laboratorio.

Los resultados obtenidos de los estudios de “The SAC Steel Project”, indican cuales fueron las causas que llevaron a las ocurrencias de las fallas frágiles en las conexiones de las estructuras PEARM construidas antes de 1994. Las principales y más notables conclusiones son las siguientes según ALACERO y FEMA 350.

- El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente. Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia.
- La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo (*steel backing*) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura (ver Figura 7).

- El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como por ejemplo, el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura.
- Otros efectos adversos, tales como deformaciones de corte excesivas en el panel nodal, efectos de velocidad de deformación (*strain rate*), efectos de interacción con losas de hormigón armado, etc.
- Los esfuerzos más severos encontrados en la configuración de las conexiones, fue justamente en la unión entre la viga y columna y, desafortunadamente, se observó que esta región era la más débil de todos los elementos que conforman una conexión viga-columna. En esta región los esfuerzo de cortante y momento producidos por la viga, deben transmitirse a la columna, mediante la soldadura que existe entre los patines de la viga y columna y la placa de cortante.
- La unión entre el patín inferior de la viga y el patín de la columna, se lo hacía normalmente con una soldadura de forma descendente (Figura 8). Esta técnica de soldadura, resulta una soldadura de mala calidad, debido a la inclusión de escoria, falta de fusión y otros aspectos. A estos defectos se los inculpan como iniciadores de grietas, algo criticó al ser una zona que se somete a elevados demandas de esfuerzos y deformación.
- La configuración básica de la conexión que incluía barras de respaldo (Figura 7), dificulta encontrar defectos “escondidos” en la raíz de la soldadura de los patines de la viga y patín de la columna al momento de las inspecciones. Al dejar las barras de respaldo después de realizar la soldadura, restringía la

observación visual de la raíz de la suelda. Además de hacer inspecciones visuales, se realizaban ensayos de ultra sonido, los cuales no se podían realizar de forma adecuada ya que por la geometría de la sección y por la barra de respaldo, el ensayo pasaba por alto fallas en las raíces de la soldadura las cuales posteriormente sería fallas iniciadoras de grietas.

- En los típicos modelos de diseños de las conexiones, se consideraba que los patines de la viga transmitían en su mayoría esfuerzos de momento, y el alma esfuerzos de cortante, algo que se pudo ver que no era totalmente cierto. Los patines de la viga también transmitían cantidades importantes de esfuerzos de cortante hacia la columna, debido a las condiciones impuestas por deformaciones de columna. Esto resulta en esfuerzos muy grandes en la unión de la soldadura entre viga y columna, la cual lleva a concentración de esfuerzos muy altos, e implica demandas altas de resistencia en la raíz de la soldadura de penetración completa en los patines de la viga y columna, una región como se habló anteriormente, afectada por discontinuidad e inclusiones de escoria, que producen iniciadores de grietas.
- Debido a que se requería tener soldadura de ranura de penetración completa en la unión de los patines de la viga y columna del espesor de la viga, se creaba un hueco de acceso para la soldadura, en el alma de la viga y patines (Figura 9). Dependiendo de la geometría, se creaban una concentración de deformaciones severas en esos lugares, los cuales llevaban a fatigas de la viga en esa zona bajo pocos ciclos de cargas cíclicas, algo muy malo para el desempeño dúctil del material.

- Las prácticas de los diseñadores antes de 1994, producían zonas panel relativamente débiles (ubicación de las zonas panel en la Figura 19), donde el comportamiento inelástico estaba dominado por las demandas de deformaciones por cortante. Esta deformación de la zona de panel daba como resultado una torcedura local de los patines de la columna adyacente a la junta patín de la viga con patín de la columna y además incrementos de esfuerzo y deformación en la regiones delicadas.

Con estas conclusiones es claro que para poder tener un comportamiento dúctil confiable en las construcciones de PEARM, se debían realizar varios cambios en las prácticas de diseño, materiales, fabricación, montajes y control de calidad como se ha venido diciendo con anterioridad. Esos cambios, se lo hacen mediante recomendaciones de la publicación de la FEMA 350, y posteriormente con la publicación de la norma ANSI/AISC 358, basándose en extensos programas de investigación en materiales, soldaduras, métodos de inspección, comportamiento de los pórticos, e investigación analítica y de laboratorio de diferentes tipos y configuraciones de conexiones (FEMA 350, 2000).

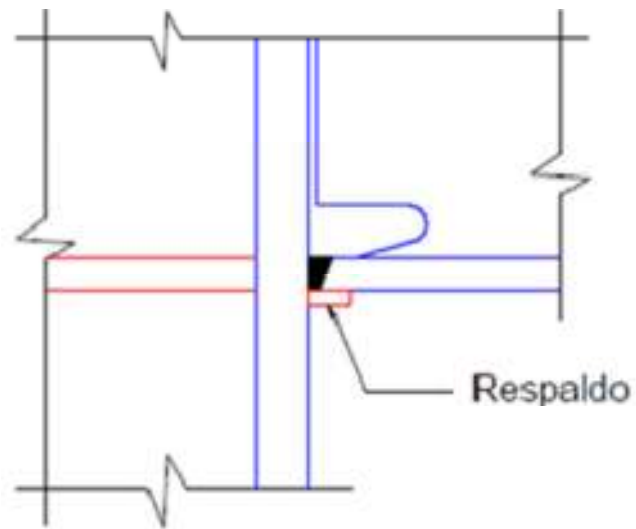


Figura 7. Detalle de la soldadura en el patín inferior de una viga (con respaldo)



Figura 8. Cordón de soldadura hecho de forma descendente

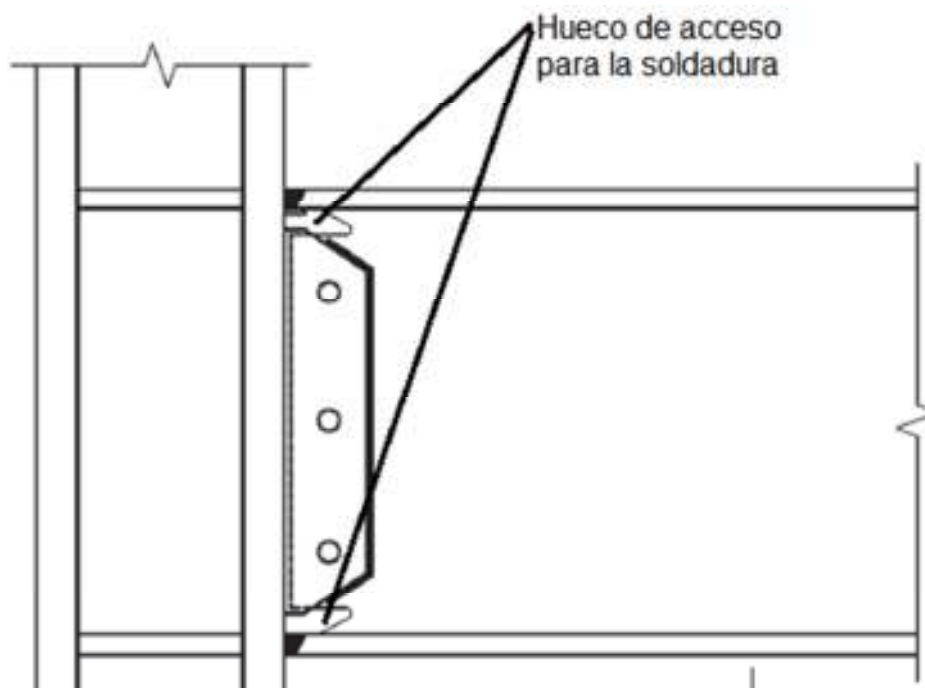


Figura 9. Huecos de acceso para soldadura entre el alma y patines de la viga.

#### 1.4.1 Conexiones Viga-Columna

La principal diferencia del antes y el después en las exigencias sismo resistentes, a raíz de las lecciones aprendidas en el proyecto SAC es el requerimiento de utilización de conexiones estandarizadas, o en su defecto, conexiones particulares que se demuestre que cumplen con los requerimientos de las conexiones estandarizadas. Estas conexiones estandarizadas están normadas en los Estados Unidos mediante la ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, la cual tiene un fuerte respaldo técnico y amplia documentación de tipo analítico y experimental, de que dichas conexiones tendrán el desempeño requerido en términos de ductilidad en cualquier evento sísmico (Rojas, 2012). En las figuras: Figura 10 y Figura 11, se puede



ver el tipo de fractura y su iniciación en las conexiones viga-columna sin ser diseñadas mediante conexiones precalificadas (“Pre-Northridge”).



Figura 10. Fractura de una columna en una estructura de Los Ángeles en el sismo de Northridge (FEMA 350, 2000)

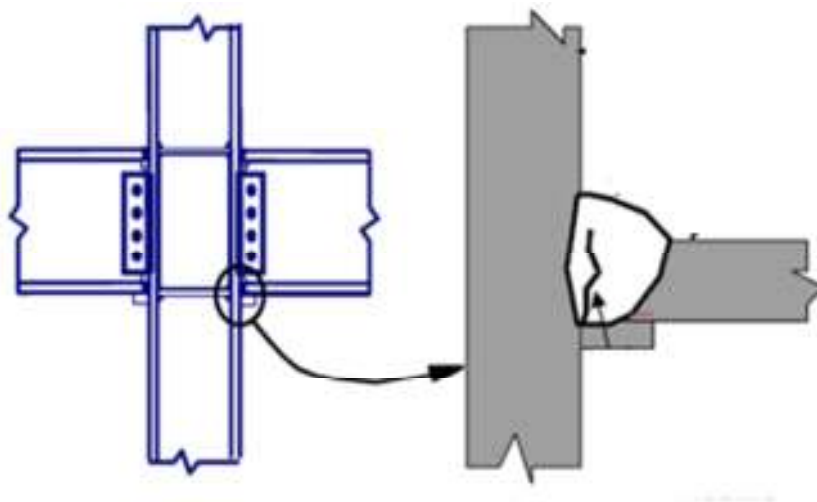


Figura 11. Zona común de iniciación de la fractura en conexión viga-columna (FEMA 350, 2000)

## 2. Fundamentos Teóricos

Se escogió el tema de las estructuras sismo resistente de acero, debido que la gran mayoría de las construcciones en la actualidad y en el pasado de Ecuador han sido de hormigón armado, y es poca la incursión en las estructuras de acero en el medio actual. Esto ha llevado al escaso interés y poca difusión en la construcción de acero, lo que ha hecho que la gran mayoría de diseñadores y constructores pasen por alto la importancia de las modernas normas sismo resistente en las estructuras de acero (Cassagne, 2009). La ignorancia de estas normas, se ha podido constatar por observación propia en Quito a través de visitas a diseñadores y constructores de edificaciones de acero, y en la ciudad de Guayaquil por la lectura de la tesis del Ing. Ángel Cassagne, dirigida por el Dr. Pedro Rojas, que trata sobre las deficiencias de diseño y construcción de la mayoría de los edificios de acero en Guayaquil en términos de diseño y construcción sismo resistentes modernos. Una ventaja a resaltar en este panorama del Ecuador, es que en el país todavía no se usa este tipo de estructuras a gran escala refiriéndonos a cantidad, por lo cual se está a tiempo para la publicación del presente documento, el cual aportará para que se haga las consideraciones pertinentes en las especificaciones sísmicas en edificaciones de acero que no se aplican en el país en su gran mayoría.

Los PEARM fueron seleccionados para esta investigación ya que es el sistema estructural en acero que mayormente se utiliza en el Ecuador al estar ubicados una zona de alto riesgo sísmico (FEDIMETAL, 2012). Este tipo de estructuras están definidos por la ASCE7-10 *“Minimum Design Loads for Buildings and Other*

*Structures*”, como estructuras de pórticos donde los miembros y conexiones estructurales resisten fuerzas laterales (sísmicas) por flexión así como a lo largo del eje de sus miembros.

## 2.1 Código/Norma Ecuatoriana de la Construcción

El código vigente de la construcción en el Ecuador, es el Código Ecuatoriano de la Construcción 2001 (CEC-01), el cual establece los requisitos mínimos de cálculo y diseño estructurales con el fin de resistir cargas de servicio y además cargas de origen sísmico. En esta norma actual y vigente, no se especifica en ningún lugar los requerimientos mínimos de cálculo y diseño para estructuras de acero de tipo PEARM, puesto que es un código incompleto que no enfrenta los requisitos de diseño en materiales como hormigón armado y acero, esperando que el diseñador y constructor utilice códigos extranjeros como una práctica válida mientras se dispone de un código nacional completo. Actualmente, se dispone ya del borrador de la norma NEC-11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) la cual si enfrenta el diseño sismo-resistente de estructuras de acero, y se espera que para el año 2012 se logre su promulgación como norma obligatoria a nivel nacional (Yépez, 2011). Se ha analizado el borrador del documento del NEC-11, específicamente el capítulo de Estructuras de Acero que es de interés de esta tesis, y se ha observado que gran parte del texto ha sido referido a las provisiones sísmicas para estructuras de acero de la norma estadounidense con ciertas modificaciones con respecto a la práctica que se usa en el Ecuador.

Como se ha podido constatar en capítulos anteriores de este documento, una de las principales preocupaciones en las provisiones sísmicas de estructuras de acero, son

las conexiones viga-columna; es por eso que se cree pertinente para la sección de conexiones viga-columna del capítulo de estructuras de acero del NEC-11, proponer la forma e importancia de la utilización de conexiones precalificadas en nuestro medio, y es lo que se propone en esta tesis.

## 2.2 Normas sísmicas modernas para PEARM

Como se manifestó anteriormente, debido a la ausencia de normas sismo resistentes en el actual y vigente código de las construcción del Ecuador (CEC-01), se hará referencia a los requerimientos sismo resistentes en estructuras de acero para PEARM provenientes de la norma del Instituto de Construcción en Acero de Estados Unidos, ANSI/AISC 341-10 "*Seismic Provision for Structural Steel Buildings*", en el capítulo E3 de "*Special Moment Frames (SMF)*". Esta norma será utilizada para hacer referencia al caso ecuatoriano, ya que Estados Unidos es un país que tiene regiones sísmicas similares a las nuestras (por ejemplo el estado de California), en términos de peligro sísmico y además por ser el país con mayor volumen de investigación en provisiones sísmicas en edificaciones de acero (Rojas, 2012). Además, son normas modernas (2010) que han sido verificadas por muchos profesionales, académicos y expertos en el tema, que confirman la confiabilidad del documento. Sus requerimientos pueden ser aplicados en el Ecuador, argumento fue consultado con el Dr. Pedro Rojas, PhD en estructuras de acero y miembro del comité técnico de la NEC-11 responsable del capítulo de acero, y confirma que la norma ANSI/AISC 341-10 es una muy buena fuente referente para el caso en particular del Ecuador.

## 2.2.1 Provisiones Sísmicas de PEARM de la ANSI/AISC 2010

En este capítulo se expondrá lo que contiene la actual norma de la ANSI/AISC341-10 “*Seismic Provision for Structural Steel Buildings*”, que es el capítulo de las provisiones sísmicas de las estructuras de acero en Estados Unidos, en el capítulo de “Special Moment Frames”, que es el caso similar al que se va analizar de los PEARM en el Ecuador, de forma resumida en los siguientes aspectos: base del diseño, requerimiento del sistema, miembros y conexiones.

### 2.2.1.1 Base del diseño

En la parte que contiene la base del diseño, detalla que el diseño global espera dar una capacidad de resistencia significativa de deformación inelástica, cuando las estructuras estén sujetas a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Esta deformación inelástica se resistirá mediante la fluencia a flexión en las vigas en las zonas de las rotulas plásticas, una fluencia limitada en las zonas de panel de las columnas y también se espera que ocurra deformaciones inelásticas en la bases de las columnas (Figura 12).

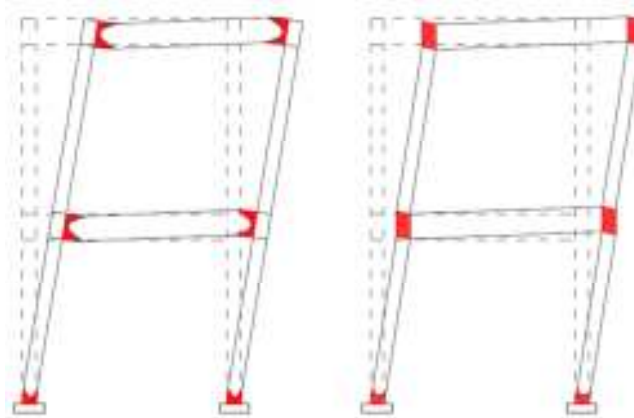


Figura 12. Zonas donde se espera deformaciones inelásticas en un PEARM

### 2.2.1.2 Requerimientos del Sistema

En la sección de requerimientos del sistema, se referirá a tres partes esenciales para el buen desempeño sismo resistente de las PEARM: Relaciones de momento, arriostamiento laterales para vigas y arriostamiento laterales en conexiones viga-columna.

#### 2.2.1.2.1 Relaciones de Momento

La siguiente razón deberá cumplirse en las conexiones viga-columna, la cual cumple como la teoría de diseño columna-fuerte viga-débil, en donde se indica que el diseño de la columna deberá ser más fuerte que los esfuerzos de la viga totalmente fluida y deformada (ver Figura 13), a través de la siguiente expresión:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

Dónde:

–  $\sum M_{pc}^*$  es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las columnas que lleguen a ese nudo. Donde a  $M_{pc}^*$  también se la puede definir por el método LRFD:  $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g)$

–  $\sum M_{pb}^*$  es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las vigas en la rótula plástica, que llegan al nudo. Donde a  $M_{pb}^*$  también se la puede definir por en el método LRFD:  $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv})$

Donde para ambas expresiones, sus simbologías son las siguientes:

$A_g = \text{Área gruesa de la columna [mm}^2\text{]}$

$F_{yb} = \text{Mínimo esfuerzo de fluencia de la viga [MPa]}$

$F_{yc} = \text{Mínimo esfuerzo de fluencia de la columna [MPa]}$

$M_{uv} = \text{Momento adicional debido a la amplificación de la fuerza por corte}$

$\text{ubicado en la rotula plastica a la columna } \left[\frac{M}{mm}\right]$

$P_{uc} = \text{Esfuerzos de compresión usando combinación de cargas de LFRD [N]}$

$Z_b = \text{Modulo plástico de las sección de la viga [mm}^3\text{]}$

$Z_c = \text{Modulo plástico de las sección de la columna [mm}^3\text{]}$

$R_y = \text{Factor de Fluencia Probable}$

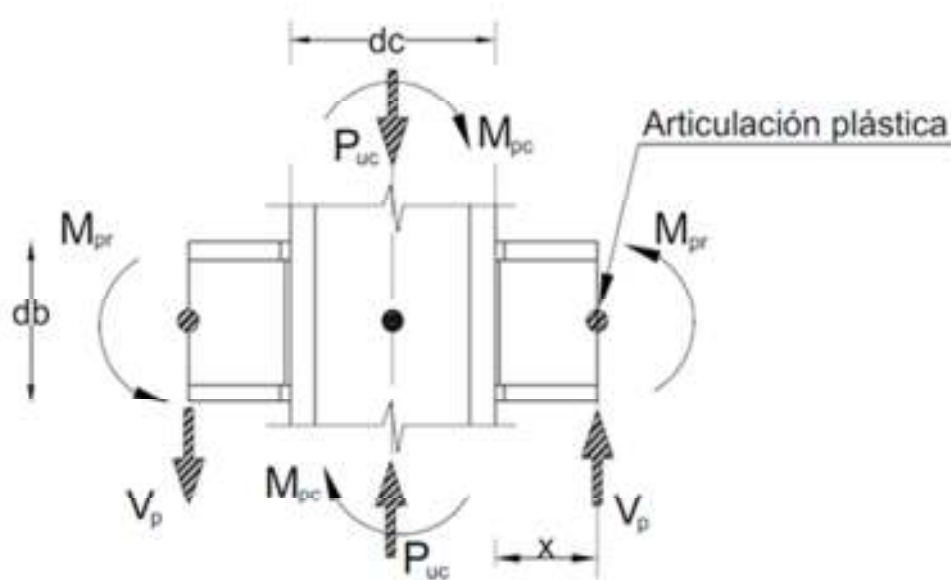


Figura 13. Fuerzas que llegan a nudo para determinación de  $M_{pb}^*$

### 2.2.1.2.2 Arriostramientos Laterales en Vigas

Las vigas deberán ser arriostradas lateralmente en ambos patines, con el espaciamiento máximo que especifica la norma ANSI/AISC 341-10, para así satisfacer los requerimientos de que existan miembros altamente dúctiles en el capítulo D1.2b (ver Figura 14). Los arriostramientos de las vigas deberán ser ubicados cerca de: cargas concentradas, cambios de la sección transversal, y otros lugares donde en el análisis indica que las rotulas plásticas se formarán durante las deformaciones inelásticas del PEARM. La ubicación de estos arriostramientos deberán ser consistentes con lo indicado en las conexiones precalificadas en la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.



Figura 14. Ubicación de arriostramientos laterales en vigas (Engelhardt, 2007)



### 2.2.1.2.3 Arriostramientos Laterales de Conexiones Vigas-Columna

Existen dos tipos de arriostramiento lateral en las conexiones viga-columna, que son las conexiones arriostradas y las conexiones no-arriostradas.

#### 2.2.1.2.3.1 Conexiones Arriostradas

Cuando las almas de las vigas y las columnas son co-planares, y la columna se mantiene en el rango elástico fuera de la zona plástica, los patines de las columnas en la conexión viga-columna deberán estar arriostrada únicamente al nivel del patín superior de las vigas. En el caso de que la columna no se pueda mantener en el rango elástico fuera de la zona plástica, se deberá aplicar los siguientes requerimientos:

a) Los patines de la columna deberán estar arriostradas (directa o indirectamente) lateralmente a niveles de los patines inferiores y superiores de la viga.

b) Cada arriostramiento lateral en el patín de la columna, deberá ser diseñado para soportar los esfuerzos requeridos iguales al 2% de la resistencia disponible en el patín de la viga, con lo que en el método en el LRFD es la siguiente expresión:  $F_y b_y t_{bf}$

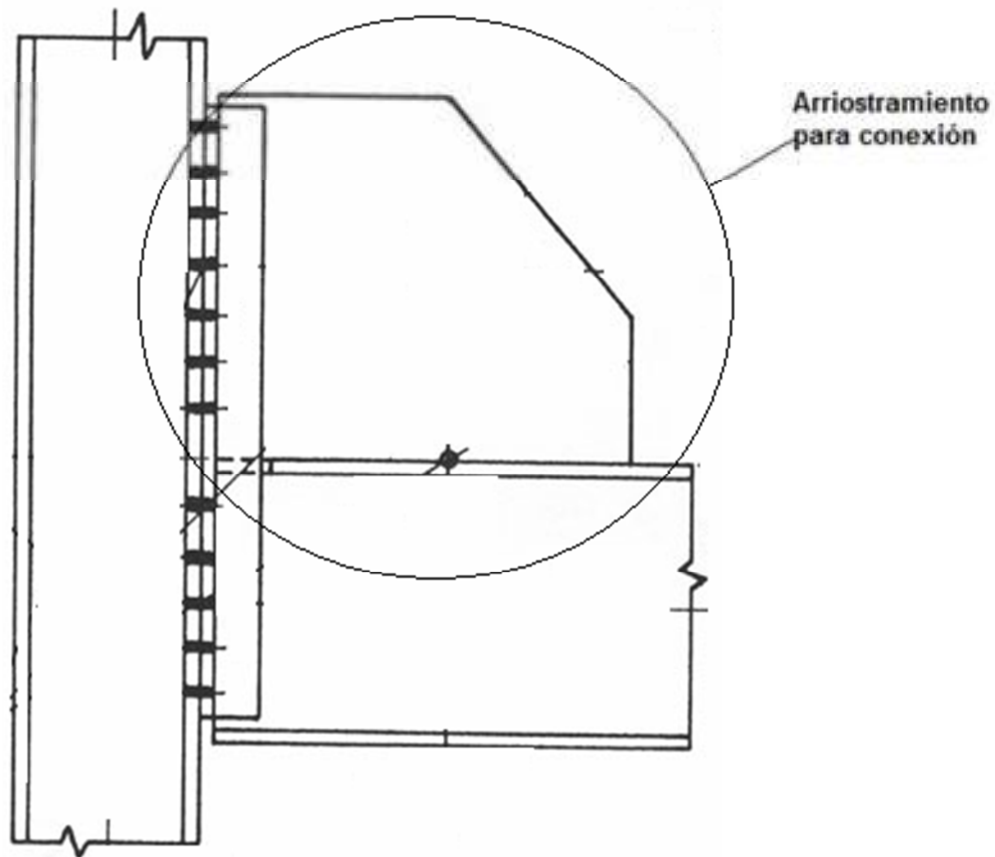


Figura 15. Arriostramiento para conexión

#### 2.2.1.2.3.1 Conexiones No-Arriostradas

Se designa a conexiones no-arriostradas, a las columnas que en las conexiones viga-columna no tengan miembros de arriostramiento transversal al pórtico resistente al sismo en la conexión viga-columna. Deberá ser diseñada usando las especificaciones del capítulo H de esta especificación sísmica (ANSI/AISC 341), que especifica la distancia entre los arriostramientos laterales como la altura de la columna para el pandeo transversal al PEARM.

### 2.2.1.3 Miembros

Se hablará sobre los requerimientos básicos de los miembros, además los patines de vigas y las zonas protegidas de los miembros estructurales que son parte de los PEARM.

#### 2.2.1.3.1 Requerimientos Básicos

Como requerimiento básico, los miembros estructurales (viga y columna) deberán ser altamente dúctiles como lo especifica además el capítulo D1.1 de esta especificación sísmica (ANSI/AISC 341). Además, las vigas de los PEARM están permitidas estar mezcladas con hormigón reforzado, con el fin de resistir cargas gravitacionales (sistemas de pisos como losas).

#### 2.2.1.3.2 Patines de Vigas

En los patines de las vigas no se permitirán cambios abruptos en las regiones de rotulas plásticas, no habrá como hacer perforaciones ni reducciones en los patines a menos que cumplan con la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.

#### 2.2.1.3.3 Zonas Protegidas

Las zonas protegidas son designadas como la región de cada extremo de la viga que está sujeta a deformaciones inelásticas (ver Figura 16). Las zonas protegidas deberán cumplir con los requerimientos de la sección D1.3 de la norma ANIS/AISC 341, la cual especifica que como resultado de las discontinuidades (para ver qué tipo de discontinuidades se refiere, ver capítulo I2.1 de la ANSI/AISC 341-10) por los procesos de fabricación y montaje, tales como soldaduras o pre-armado, están

prohibidas en las zonas protegidas. Hay ciertas excepciones, depende como se haga la soldadura, revisar el capítulo ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.

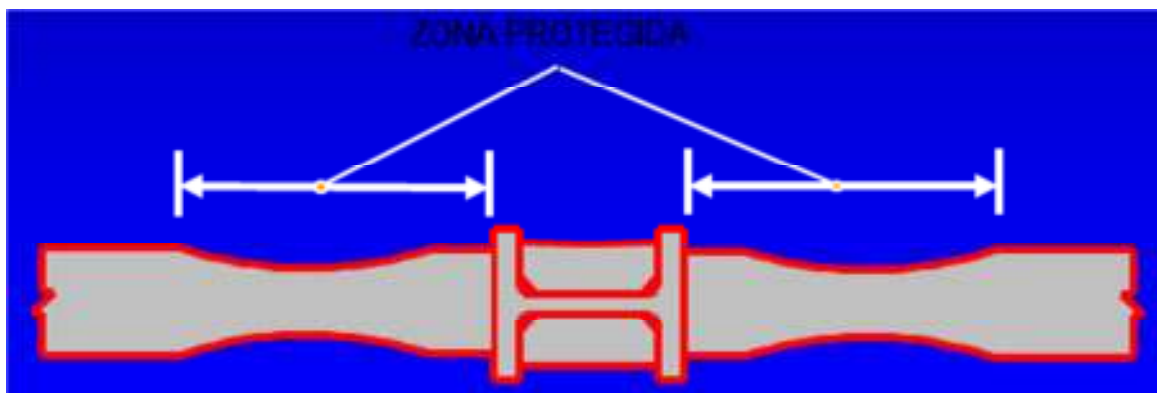


Figura 16. Zona Protegida para vigas tipo “Reduced Beam Section” (RBS)  
(Engelhardt, 2007)

#### 2.2.1.4 Conexiones

##### 2.2.1.4.1 Soldadura de Demanda Crítica

Para las siguientes conexiones se deberá hacer soldadura de demanda crítica:

- a) Soldadura de ranura en los empalmes/uniones de las columnas
- b) En las conexiones base-columna
- c) Soldadura de ranura de penetración completa en las uniones entre los patines y almas de las vigas con la columna, salvo otra indicación de la norma ANSI/AISC 358.

##### 2.2.1.4.2 Conexiones Viga-Columna

En las conexiones viga-columna utilizadas en los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (SRFS), se deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) La conexión debe ser capaz de soportar un ángulo de deriva de entrepiso de por lo menos 0.04 radianes (ver Figura 17).

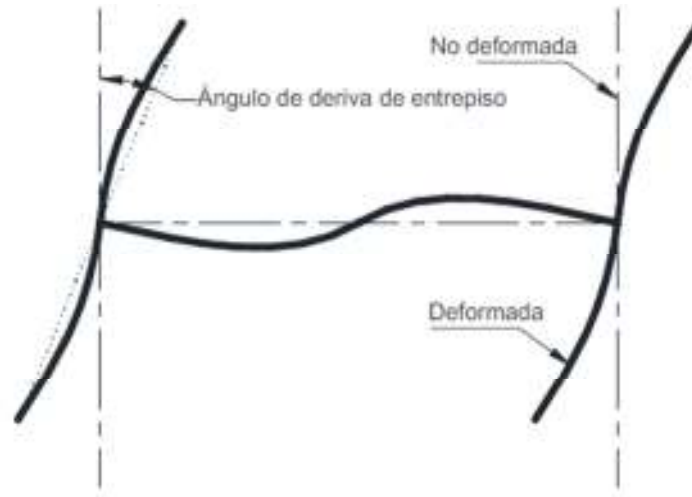


Figura 17. Ángulo de deriva de entrepiso (Alacero, 2008)

- b) La resistencia a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo  $0.8M_p$  de la viga conectada cuando el ángulo de deriva de entrepiso es de 0.04 radianes, donde  $M_p$  es la resistencia plástica nominal a flexión. Ver la Figura 18 donde se presenta la aceptación de la degradación de resistencia durante algunas cargas cíclicas.

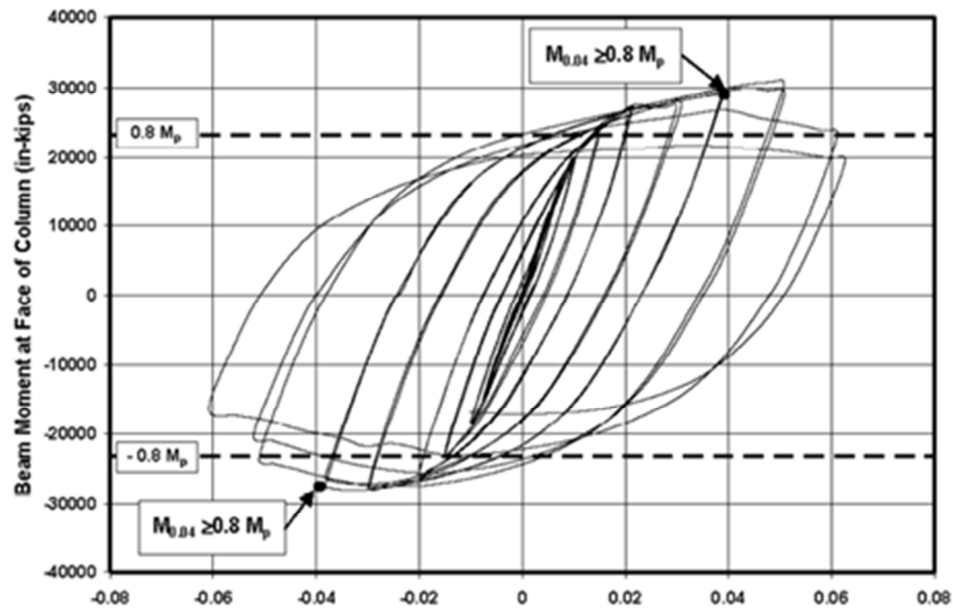


Figura 18. Aceptación degradación de resistencia

- c) El diseño para la resistencia a corte en las conexiones, se determina a partir de las cargas gravitacionales y el cortante  $V_E$ , que es la carga a cortante por amplificación del sismo que es igual a:

$$V_E = 2(1.1R_y M_p) / L_h$$

Dónde:

$M_p$  es la resistencia plástica nominal a flexión dada en [N/mm].

$R_y$  es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia.

$L_h$  es la distancia entre rótulas plásticas en la viga dado en [mm].

- d) La estabilidad en toda la estructura como un todo debe ser verificada. Cualquier deriva adicional debido a deformaciones de las conexiones debe ser considerada en el análisis de la estabilidad del pórtico, incluyendo además los efectos de segundo orden.

#### 2.2.1.4.3 Demostración de conformidad

Las conexiones viga-columna usadas en los sistemas resistentes a cargas sísmicas deberán satisfacer los requerimientos de la sección 2.2.1.4.2 de acuerdo a uno de los siguientes requisitos:

- a) El diseño de las conexiones viga-columna está acorde con las especificaciones de la ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.
- b) Comprobar que la conexión a utilizarse cumpla con los requisitos de la sección 2.2.1.4.2, probados de forma analítica, teórica y ensayos en laboratorio. Calificación de la conexión en laboratorio.

#### 2.2.1.4.4 Zonas panel en conexiones

Las zonas panel en las conexiones viga-columna es el segmento rectangular del alma y columna encerradas por los patines de la columna, como fronteras verticales, y las placas de continuidad, como fronteras horizontales. La zona panel normalmente está sujeta a fuerzas axiales, cortantes y de momento, provenientes de las columnas y vigas en ese nudo, tal como se observa en la Figura 19.

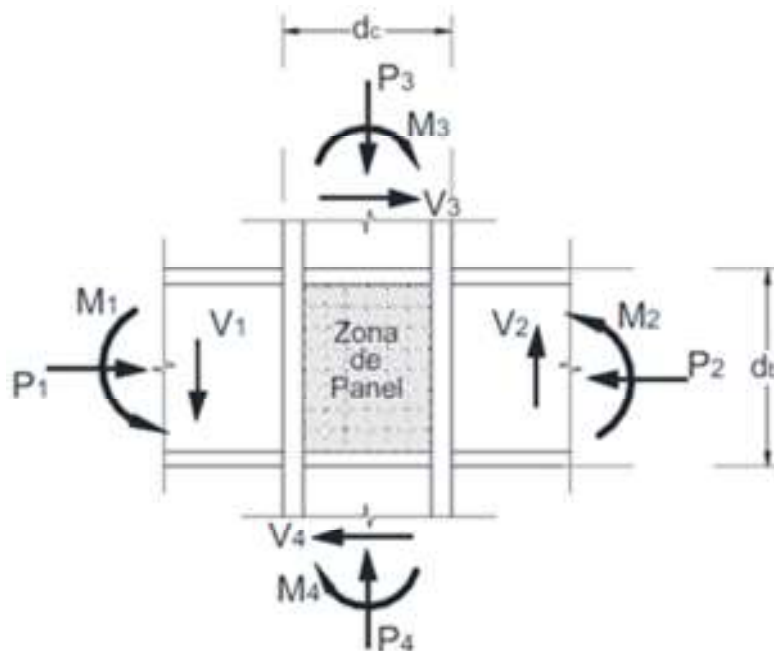


Figura 19. Fuerzas que llegan a la zona de panel

#### 2.2.1.4.4.1 Resistencia al Cortante de la zona panel

Es resistencia al cortante de la zona panel será proveniente de la suma de los momentos en la cara de las columnas como se ha determinado por la proyección de los momentos esperados en los puntos de las rotulas plásticas hacia las caras de la columna. Para el diseño, la resistencia a cortante deberá ser  $\phi_v R_n = 1.0(R_n)$  por el método LRFD. Donde  $R_n$  es el momento nominal de corte.

#### 2.2.1.4.4.2 Espesor de la zona de panel

El espesor individual requerido,  $t$ , en el alma de la columna y doble placas (si se utilizan), deberán ser conformes las siguiente requerimiento:

$$t \geq (d_z + w_z)/90$$

Dónde:

$$d_z = d - 2t_f \text{ de la viga de mayor peralte medido desde la conexión en [mm]}$$



$t$  espesor del alma de la columna (o doble placa en el caso de haberla) en [mm]

$w_z$  =ancho de la zona de panel entre patines de columna en [mm]

Alternativamente, se puede utilizar un mínimo de 4 soldaduras tipo tapón para conectar el alma de la columna con las dobles placas cuando se desea prevenir el pandeo local de ellas. Con estas condiciones se deberá satisfacer igualmente el requerimiento de  $t \geq (d_z + w_z)/90$ . (ver la Figura 204).

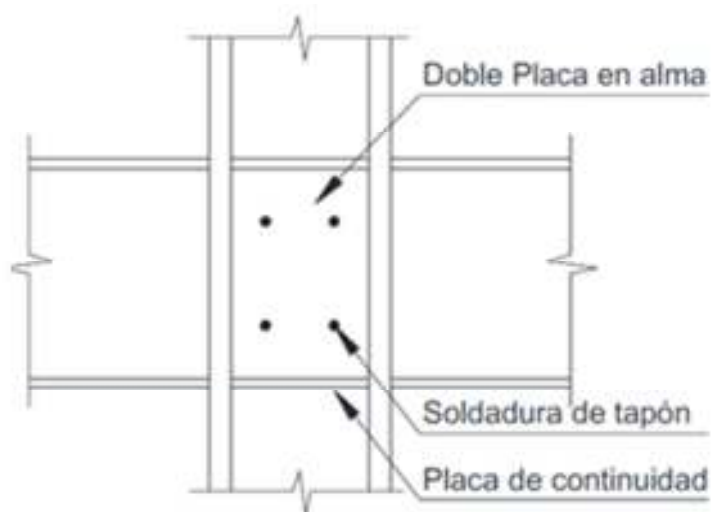


Figura 20. Esquema de la ubicación de soldadura tapón en la zona de panel

#### 2.2.1.4.4.3 Soldaduras de doble placa en la zona panel

La doble placas deberán ser aplicadas directamente al alma de la columna. Esta aplicación deberá ser mediante soldadura de ranura de penetración completa o soldaduras de filete que logren desarrollar la resistencia al cortante disponible del espesor total de las dobles placas. Cuando las dobles placas estén en contacto con el alma de la columna y no se use placas de continuidad, la doble placa deberá ser soldada a filete a lo largo de la parte superior e inferior para desarrollar la proporción de la fuerza total que es transmitida a la doble placa. Si la doble placa están lejos del alma

de la columna, deberán colocarse simétricamente en pares y soldadas a las placas de continuidad para desarrollar la proporción de la fuerza total que es transmitida a la doble placa; esta soldadura deberá ser soldadura de ranura de penetración completa. En el caso de no utilizar placas de continuidad, la placa doble deberá extenderse un mínimo de 150 [mm] por encima y debajo de la parte superior e inferior del mayor momento de la viga.

#### 2.2.1.4.5 Placas de Continuidad

Las placas de continuidad son elementos que dan una cierta “continuidad a las vigas” en la zona de la conexión (ver Figura 21).

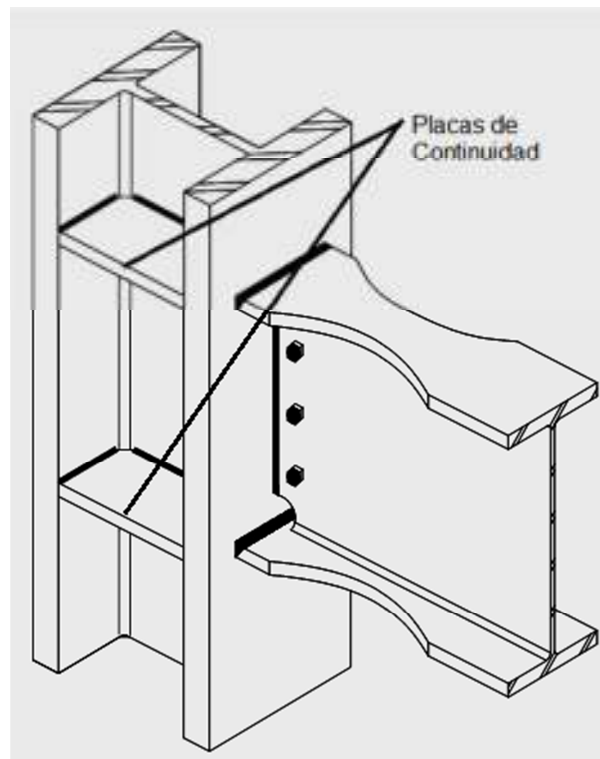


Figura 21. Ubicación de las placas de continuidad

### 2.2.1.4.5 1 Requerimiento de las Placas de Continuidad

Las placas de continuidad se proporcionan con la excepción de las siguientes condiciones:

- a) Cuando se determine lo contrario de una en una conexión precalificada de la ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.
- b) Cuando el patín de la viga esta soldado al patín de la columna tipo W, teniendo que los espesores satisfagan las siguientes ecuaciones, la placa de continuidad no deberá ser proporcionada:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Dónde:

$F_{yb}$  = El esfuerzo de fluencia del patín de la viga [MPa]

$F_{yc}$  = El esfuerzo de fluencia del patín de la columna [MPa]

$R_{yb}$  = Razón del esfuerzo de fluencia esperado en la viga al esfuerzo de fluencia especificado

$R_{yc}$  = Razón del esfuerzo de fluencia esperado en la columna al esfuerzo de fluencia especificado

$b_{bf}$  = Ancho del patín de la viga

$t_{bf}$  = Espesor del patín de la viga

$t_{cf}$  = El espesor mínimo requerido en el patín de la columna para que no se requiera placa de continuidad.

- c) Cuando los patines de la viga están soldados al patín de la columna cajón con perfiles w, teniendo que los espesores satisfagan las siguientes ecuaciones, la placa de continuidad no deberá ser proporcionada:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{cb} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12}$$

- d) Para conexiones empernadas revisar la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.

#### 2.2.1.4.5.2 Espesor Placas de Continuidad

Donde se haya determinado la necesidad de una placa de continuidad, el espesor de esta deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Para conexiones unilaterales, el espesor de la placa de continuidad tiene que ser por lo menos la mitad del espesor del patín de la viga
- b) Para conexiones de dos lados, el espesor de la placa de continuidad deberá ser por lo menos al ancho de dos patines de la viga de cualquier lado de la columna

#### 2.2.1.4.5.3 Soldadura de Placas de Continuidad

Placas de continuidad soldadas en los patines de la columna usando soldadura de ranura de penetración completa y en el alma de la columna soldadura de ranura o

de filete. La resistencia requerida en la soldadura en las placas de continuidad en el alma de la columna deberá cumplir con todo tipo de combinaciones de carga del LRFD.

#### 2.2.1.4.6 Empalme de Columnas

Deberá cumplir con la sección D2.5 del ANSI/AISC 341, donde se especifica que deberán ser soldadura de ranura de penetración completa.

#### 2.2.2 Normas Sísmicas en Otros Países

Se analizó países similares a las condiciones y riesgos sísmicos del Ecuador a nivel regional. Estos países serán principalmente Chile y Colombia, debido a que se encuentran en condiciones sísmicas similares, en términos de origen sísmico por tener fuentes como el fenómeno de subducción entre la placa Nazca y la Sudamericana, y también el riesgo sísmico existente debido a la similitud en la vulnerabilidad de fallo en las estructuras civiles. Además se consultó a la Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero) para ver cuál ha sido el consenso a nivel regional sobre la regulación en diseño y construcción de estructuras de acero.

##### 2.2.2.1 Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero)

Alacero (conocido anteriormente como ILAFA), es entidad civil fundada en 1959 que representa a empresas productoras de acero, ferromineras y afines en Latinoamérica, con el fin de promover los valores de una integración regional del sector para fortalecer y defender los intereses y derechos de la industria del acero (Alacero, 2008). Esta entidad tiene publicaciones de libros técnicos sobre todo lo que tenga que ver con el acero. En este caso, se va a concentrar en el libro técnico del diseño sismo resistente de construcciones de acero. En dicho libro técnico, se incluyen conceptos

básicos de diseño sismo resistente con pórticos sin arriostrar resistentes a momento, y pórticos arriostrados concéntricamente y excéntricamente (Alacero, 2008).

Bien se estipula en el capítulo de introducción de este libro técnico, que para la redacción de ese documento, se ha tomado como referencia principal la publicación ANSI/AISC 341 “Seismic Provision for Structural Steel Buildings”. Se puede constatar como a través del documento se menciona tanto como en partes generales del diseño sismo resistente como en criterios específicos para pórticos no arriostrados resistente a momento (el análogo de PEARM) son casi idénticos a los criterios de la norma ANSI/AISC 341. En definiciones generales sismo resistentes, se menciona un parámetro muy importante, al igual que la ANSI/AISC 341, que es estructuras dúctiles de acero, a nivel material en características físico-mecánicas, nivel seccional en las plastificaciones locales y a nivel de los miembros del sistema, tales como columnas, vigas, conexiones. Consideraciones importantes tales como el comportamiento estructural en respuesta de sismos, son idénticas a las planteadas en el ANSI/AISC 341, que afirma que para lograr una excelente respuesta estructural se debe inducir a través del diseño, a la formación de rotulas plásticas en los extremos de las vigas y también en la base de la columna, mientras que las columnas deberán permanecer en su rango elástico, para evitar el colapso total o parcial de la estructura (Alacero, 2008). Sabiendo que Alacero maneja conceptos básicos sismos resistentes de forma idéntica que la ANSI/AISC 341, y viendo que las provisiones sísmicas para el diseño de igual manera han sido referentes de dicha norma, se concluye que el libro técnico de Alacero, tiene sus bases en la norma ANSI/AISC 341.

#### 2.2.2.2 Chile

En Chile, el Instituto Nacional de Normalización, es el ente encargado de las normas técnicas en Chile, el cual está encargado en la fomentación y contribución al desarrollo productivo del país mediante la promoción del uso de las normas técnicas chilenas (INN-NCh). El objetivo de este instituto es estudiar y disponer las normas técnicas requeridas por el país. La norma chile NCh433 “Diseño Sísmico de edificios”, NCh 427 “Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios” y NCh 428 “Ejecución de construcciones de acero” son los códigos que rigen en Chile para el diseño y construcción sismo resistente de estructura de acero. Se pudo ver como la gran mayoría de estas normas técnicas tiene una afinidad en general con las provisiones sísmicas de los Estados Unidos. En la sección de interés de esta tesis, que es la de conexiones viga-columna, especifica ciertas similitudes como lo hacen las normas ANSI/AISC 341 y ANSI/AISC 358 como por ejemplo los electrodos deberán cumplir ciertos parámetros como así también la utilización de las soldaduras de penetración completa, factores muy parecidos a los americanos ya revisados. Se puede concluir, que esta norma también es un documento basado a en las normas de Estados Unidos en lo que se refiere a provisiones sísmicas. Se puede ver también como la Norma Chilena, en la sección de comentario, destaca que se podrá utilizar las conexiones precalificadas de los Estados Unidos, de la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, para el diseño de conexiones viga-columna, algo muy importante a notar en la norma de Chile.

### 2.2.2.3 Colombia

En Colombia, el Ministerio de Ambiente, Vivienda, y Desarrollo Territorial, es la organización gubernamental que creó el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, llamado también NSR-10. Los requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente en acero son casi en su totalidad iguales a lo que se describe en las normas de Estados Unidos y América Latina. Todos se basan en los mismos criterios para el diseño sismo resistente, que son las zonas de riesgo sísmico, manejo de irregularidades, ductilidad, métodos de fuerzas horizontes dinámico y estático y demás bases comunes. La norma colombiana, en su Capítulo F llamado “Estructuras Metálicas”, se puede ver como las provisiones sísmicas para estructuras de acero con perfiles laminados, tiene los mismos criterios de diseño que la ANSI/AISC 341. Se analiza el capítulo F.3.5.3 – Pórticos Resistentes a Momento con Capacidad de Disipación de Energía Especial, que es lo equivalente a los PEARM aquí en el Ecuador. Se compara con la norma ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” y se observa la similitud casi en su totalidad (debido a que esta norma colombiana usa como base la ANSI/AISC 341) como por ejemplo los criterios de columna más fuerte que viga en fluencia completa y con endurecimiento por deformación, como así también el diseño de las conexiones viga-columna, que deberán garantizar un desempeño dúctil durante un evento sísmico (NSR-10, 2010). También se nombra y habla de las zonas protegidas, que son las región de cada extremo de la viga esté sujeta a deformaciones inelásticas, de cómo las extensiones de estas deberán estar de acuerdo a la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”. Define que



las zonas de rotula plástica en las vigas deberán diseñarse a partir de una precalificación. Todos estos parámetros en su mayoría con muchísima similitud a las provisiones sísmicas americanas.

Para las conexiones viga-columna en específico, se puede ver que los requerimientos a satisfacerse son idénticos a los que la norma ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” exige. Esta norma, con diferencia de la que se está planteando en la NEC-11 en el Ecuador, exige una validación de la conexión viga-columna, ya sea por conexiones precalificadas (ANSI/AISC 358) o hacer la calificación de la conexión propuesta con suficiente respaldo de ensayos y análisis de su correcto funcionamiento. Esto está especificado en la norma colombiana en el Capítulo F.3.11 – Ensayos para la Calificación de Conexiones. Este capítulo establece los requisitos necesarios para la calificación de conexiones mediante ensayos en laboratorio.

La primera parte de este capítulo es la precalificación de conexiones viga-columna y vinculo-columna. Solo se hará referencia a la sección viga-columna, ya que es el tema de interés de esta tesis. Como requisitos generales para lograr la precalificación de una conexión resistente a momento viga-columna en PEARM, se deberá basar mediante ensayos que sean soportados mediante estudios analíticos y modelos de diseño. Las evidencias de los diseños deberán ser las suficientes para poder garantizar los requerimientos que dice la NSR-10 (las mismas que el ANSI/AISC 341) en el capítulo de diseño de conexiones viga-columna, con respecto a su resistencia el ángulo de deriva de entrepiso y el ángulo de rotación del vínculo en el sistema. Además se especifica que se podrá utilizar conexiones precalificadas del Estándar ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel

Moment Frames for Seismic Applications”. Adicionalmente, en este capítulo se muestra cuáles serán las variables a tomar en consideración cuando se hagan los ensayos, en las vigas y columnas, tales como sección transversal, método de fabricación, peralte, peso por longitud, relaciones viga-columna, soldaduras, etc. También se especifica cómo se deberá hacer los ensayos cíclicos para la calificación de conexiones. Estos capítulos son muy parecidos a los que se muestran en la norma ANSI/AISC 341 en la sección K.2, con lo cual se puede concluir que estos capítulos de NSR-10 se basan estrictamente en el Estándar y provisiones sísmo resistente de Estados Unidos para estructuras de acero.

### 2.2.3. Soldadura en las PEARM

Como se comentó anteriormente, pórticos de acero resistentes a momento con soldaduras de acero se creían, antes de los años 90's, que eran los mejores sistemas para lograr un desempeño dúctil en las estructuras bajo sismos fuertes. Después de las experiencias ya descritas en los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, con el descubrimiento de fallas frágiles en las conexiones resistentes a momento de las estructuras PEARM, especialmente en los patines inferiores de las vigas, los ingenieros a nivel mundial se preocuparon por el pobre desempeño de dichas conexiones antes un sismo medianamente severo (Magnitud de 6.7 en Northridge). Los resultados que dieron los análisis de los expertos en las sueldas de las conexiones viga-columna, fue que principalmente habían defectos de construcción (junta de soldaduras de ranura de penetración completa no era de buena calidad) previamente no detectados, tales como la fusión incompleta, inclusiones de escoria, soldadores no siguieron los requerimientos de la Especificaciones del Procedimiento de Soldadura (WPS), tasas de deposición

muy altas y altas entradas de calor (baja tenacidad en la junta soldada) (Ronald O. Hamburger, 2008). Se vio que la gran mayoría de las fallas consistía de una fractura que iniciaba en la raíz de la soldadura de ranura de penetración completa (Complete Joint Penetration - CJP) en el patín inferior de la viga. Después de iniciar en la raíz de la viga, existían tres evoluciones típicas en las fallas, la primera era donde la falla se extendía hasta el patín de la columna (Figura 22), la segunda era cuando el patín inferior de la viga se separaba del patín de la columna (Figura 23) y la tercera forma era el retiro de grandes desprendimientos del patín de la columna (Figura 24).

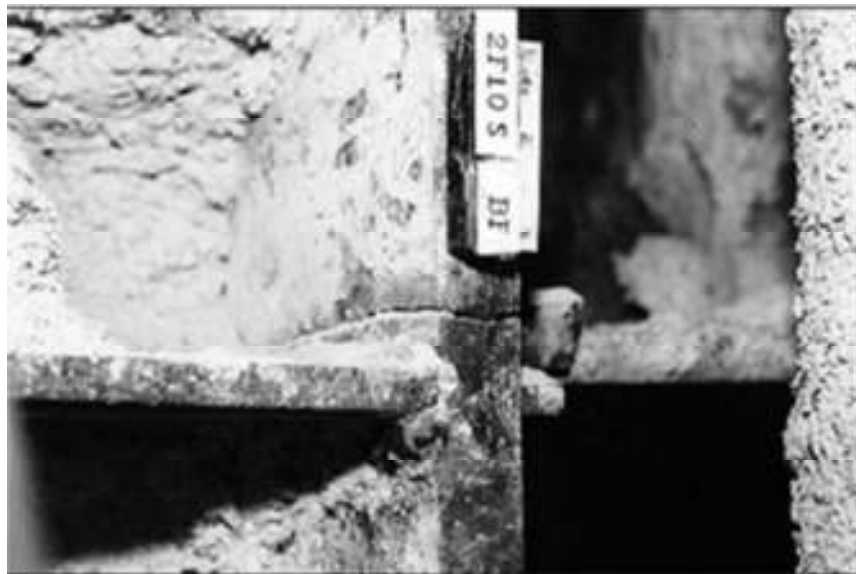


Figura 22. Típica falla frágil en conexión viga-columna "Pre-Northridge" (Alacero, 2008)



Figura 23. Falla frágil separando el patín de la viga de la columna. (Alacero, 2008)



Figura 24. Fractura que dio como resultado una gran grieta desde el patín de la viga a la columna. (Alacero, 2008)

Se necesitaba hacer algún cambio en las soldaduras para evitar este tipo de fallas frágiles en las soldaduras viga-columna y hacer que las estructuras fueran

diseñadas de manera tal que las vigas fueran más débiles que las columnas para que el comportamiento inelástico de la estructura consistiera en la formación de rotulas plásticas en las vigas. Los estudios analíticos y de laboratorio revelaron que las distribuciones de esfuerzos en los patines de la viga no fueron uniformes, donde los esfuerzos se concentraban en el centro de los patines de la viga. Además se pudo identificar que las secciones planas no permanecieron planas como se asume en el diseño debido al principio de Navier (Ronald O. Hamburger, 2008). Eso causó que los patines de las vigas experimenten un fenómeno llamado esquiileo, lo que causó que los patines de las vigas se doblaran a medida que se expandían en los hoyos de acceso, produciendo grandes esfuerzos secundarios en la red de vigas, y duplicando los esfuerzos en la superficie de los patines inferiores mientras que los esfuerzos superficiales en el patín superior se reducían (Ronald O. Hamburger, 2008). La fluencia de los patines de las vigas y la junta soldada no podían fluir como se anticipaba en los diseños. La alta variabilidad de la fluencia del acero estructural resultó muchas veces que la viga sea más fuerte que la columna. Además debido a que se usaban miembros muy grandes en la construcción de las estructuras PEARM, el centro de la junta de los patines de la viga al patín de la columna era una región de muy alta restricción con condiciones cercanas al esfuerzo hidrostático dando como resultado, que los esfuerzos de esta zona pudieron fácilmente exceder los niveles de fluencia, estando en niveles ya de resistencia última.

Los ensayos que se hacían en obra principalmente eran de ultrasonido para poder detectar fallas y defectos en las soldaduras y también se hacían inspecciones visuales durante la soldadura. Después de las investigaciones Post-Northridge, se

demonstró que como resultado de las geometrías de las juntas, los ensayos de ultrasonido no podían detectar de forma confiable fallas en la raíz de la junta del patín inferior de la viga. También se pudo concluir que el respaldo que era dejado en su lugar no dejaba hacer de forma correcta los ensayos de ultrasonido, arrojando resultados falsos de la calidad de la suelda, la que frecuentemente era pobre y quedaba sin detectar por la obstrucción del respaldo (Hewitt, 2008). La combinación de los factores de alta concentración de esfuerzos (de forma no uniforme), alta restricción, grandes fallas y material con baja tenacidad resultaban en condiciones propicias para que las fracturas iniciaran fácilmente. En los ensayos de laboratorio se observó que si se aumentaba la tenacidad y calidad de la soldadura, manteniendo la geometría de la conexión sin cambios, ocurrían fallas a bajos niveles de ciclaje inelástico debido a la fatiga cercana a la intersección de los hoyos de acceso de soldadura en los patines de la viga (Ronald O. Hambuerger, 2008). Esta investigación cambió muchas prácticas de diseño y construcción, incluyendo modificaciones en la geometría de la conexión, mejor control de tenacidad y la fuerza de fluencia del material base y mayor cuidado con los procedimientos que se indica en la Welding Procedure Specification - WPS .

A partir de las investigaciones hechas principalmente por la FEMA, se obtuvieron las publicaciones de FEMA 350, FEMA 351, FEMA 352 y FEMA 353, las cuales son recomendaciones, más no requerimientos de la norma. A partir de esas investigaciones es que nacen la ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” y la AWS D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement”, los dos como suplementos sísmicos, en el primer caso para las estructuras de acero y en el segundo para la AWS D1.1 “Structural Welding Code—Steel”.

Este suplemento de soldadura sísmica (AWS D1.8), aprobado por primera vez en el 2005 como una norma, es un suplemento para la AWS D1.1 “Structural Welding Code—Steel” como así también para las provisiones sísmicas de la ANSI/AISC 341. Este suplemento sísmico se refiere a temas importantes tales como detalles de conexiones, materiales, manos de obra e inspección. Tiene siete secciones las cuales están comprendidas por:

- 1) Requerimientos Generales
- 2) Documentos de Referencia
- 3) Definiciones
- 4) Detalles de Conexión de Soldadura
- 5) Calificaciones del Soldador
- 6) Fabricación
- 7) Inspección

Además de estas secciones, también existen unos anexos normativos que son obligatorios para este suplemento sísmico.

Se puede resumir las principales provisiones de la norma de AWS D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” de la siguiente manera según lo hace y explica el Dr. Ronald O. Hamburger en su artículo de la publicación de la Welding Society.

✓ Calificaciones del Soldador:

La Sección 5 y el Anexo C hablan sobre la clasificación del soldador específicamente. Además de llenar los requisitos en cuanto a calificaciones del D1.1 “Structural Welding Code—Steel”, se necesita calificaciones adicionales a los

trabajadores que trabajen bajo la norma D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement”, se requiere que tomen el Test de Calificación Suplementarias del Soldador para Soldadura de Acceso Restringido, cuando la producción de soldadura involucra todos los siguientes puntos:

- La soldadura es de demanda crítica
- La soldadura une el patín inferior de la viga y el patín de la columna
- La soldadura debe hacerse a través de un hoyo de acceso para soldadura en la red de vigas

Hay dos opciones de evaluación al soldador, dependiendo del tipo de producción a soldadura que vaya a existir, estas son conocidas como Opción A y Opción B. La Opción A es usada cuando la producción de soldadura en el respaldo de acero sea una especificación en la WPS, mientras que la Opción B se usa en juntas de raíz abierto, o juntas con respaldo cerámico/ cobre. El tipo de test que debe aprobar el soldador depende si la producción será Opción A u Opción B y este test está especificado en la norma D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” en la Sección 5 y Anexo C. Los soldadores también deberán calificar por proceso de soldadura, donde la calificación consiste en que la placa de prueba debe soldarse con una tasa de deposición igual o más alta de aquella que se utilizará en la producción ; Además deberá pasar la inspección visual, como así también (si la fiscalización lo exige) deberá pasar las pruebas mecánicas (cuatro pruebas de doblado) o no destructibles (ultrasonido y radiográfica) para que el soldador califique, según se especifica en el Anexo C de la norma D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement”.

- ✓ Especificaciones del Procedimiento de Soldadura (WPS):



Se especifica que además de usar las normas D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” se deberá seguir las WPS. Un parámetro importante es listar una o más combinaciones de variables de la soldadura que produzcan entradas de calor las cuales estén dentro de los límites de alto y bajo para el electrodo específico que se esté usando.

- ✓ Metales de Aporte – Todas las soldaduras en D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement”:

Para todo tipo de trabajo realizado bajo la norma D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” se deberá cumplir que los metales de aporte satisfagan un requisito mínimo de Incisión en V en Charpy V-Notch (CVN) de 20 pies-libras (27J) a -18 grados Celsius, tal como se mediría un metal de aporte en la norma AWS A5 y como lo especifica la Sección 6. Además se requiere que la mayoría de los metales de aporte sean capaces de depositar el metal de soldadura con un contenido de hidrógeno difusible de 16 mL por 100 g de metal de soldadura depositado. Esta sección se especifica en la norma AWS D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” en la provisión 6.3.4 y Anexo B.

- ✓ Metales de Aporte – Soldaduras de Demanda Crítica

Las soldaduras de demanda crítica deberán cumplir los requerimientos más estrictos. Se requiere en estas soldaduras que los metales de aporte sean evaluados en tests a altos y bajos niveles de entrada de calor (bajas y altas tasas de enfriado). Estos tests a altos y bajos niveles de entrada de calor se los debe hacer de dos maneras. La primera se detalla en el Anexo A, la cual proporcionan los niveles sugeridos de entrada de calor, y la segunda aplica para electrodos de núcleo con

fundente (FCAW) y se aplica las nuevas especificaciones suplementarias “D”. Cuando se evalúan los metales de aporte para soldaduras de demanda crítica, deberán satisfacer los valores de CVN mínimo de tenacidad de 20 pies-libra (27J) a -18 grados Celsius, y se les requiere entregar un valor CVN mínimo de 40 pies-libra (54J) a -20 grados Celsius asumiendo que la estructura está sujeta a dar servicios a temperaturas menos de 10 grados Celsius. También se requiere que los metales de aporte sean evaluados de acuerdo a la prueba de estándar de clasificación A5.

Estos metales de aporte también deberán cumplir con uno o más de los métodos descritos en el D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement” para asegurar la consistencia entre las remesas. Existen tres métodos para este ensayo, las cuales se detallan en la norma.

Los electrodos para soldadura E7018, E7018-X, GMAW, E7018-C3L, y E8018-C3 están exentos de las pruebas de entrada alta y baja, como así también de la evaluación de remesas siempre y cuando cumplan con la conformidad de 20 pies-libra (27J) a -18 grados Celsius descrita en la provisión 6.3.8.

<b>Propiedades Mecánicas para Soldaduras de Demanda Crítica</b>		
<i>Propiedad</i>	<i>Clasificación</i>	
	70 ksi (480 MPa)	80 ksi (550 MPa)
Esfuerzo de Fluencia ksi (550 MPa)	58 (400) min.	68 (470) min.
Esfuerzo de Tensión ksi (550 MPa)	70 (480) min.	80 (550) min.
Elongación %	22 min.	19 min.

Tabla 1. Propiedades Mecánicas para Soldaduras de Demanda Crítica (ANSI/AISC 341-10, 2010)

✓ Técnicas

Se deberán detallar la secuencia de depósitos de los puntos de soldadura de media longitud asociados a las sueldas en los patines inferiores de las vigas con los patines

de la columna. La soldadura no deberá ni iniciar ni detenerse directamente bajo la red y cada capa deberá completarse en ambos lados de la red de vigas antes de que se vaya a iniciar una nueva capa. Y también en los inicios y altos de soldadura se deberán escalonar (capa a capa), en lados opuestos de la red de vigas. Adicionalmente, no será admitido soldaduras o aditamentos no autorizados (por normas) en la zona protegida. Las técnicas están especificadas en la mayoría en la Sección 6 de la D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement”.



Figura 25. Gráficos de diferenciación entre diferentes tipos de soldadura (Rojas, 2012)

### 2.3 Deficiencias en el Ecuador

La gran mayoría de las estructuras de acero, tipo PEARM, se encuentran principalmente en Quito y Guayaquil (Rojas, 2012). En la ciudad de Quito se visitó y entrevistó a empresas y personas particulares que se dedican al diseño, fabricación, montaje/construcción de este tipo de edificaciones. En Guayaquil, se entrevistó a diseñadores principalmente y además se consultó una investigación del Ing.

Andrés Cassagne (director de esta investigación fue el Dr. Pedro Rojas) del estado de la práctica del diseño y construcción de edificios existentes PEARM en la ciudad de Guayaquil. Con las observaciones apreciadas en el estado de la práctica de diseño,

fabricación y construcción de PEARM en Quito y Guayaquil se obtuvieron varias conclusiones en común sobre las deficiencias existentes.

### 2.3.1 Deficiencias en muestreo edificaciones de acero en la ciudad de Quito

Para saber las condiciones de la práctica de construcción y diseño en PEARM en la ciudad de Quito, fueron necesarias algunas entrevistas personales con empresas quiteñas dedicadas al cálculo, diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero. Dichas entrevistas involucraron conversaciones con los ingenieros de oficina encargados del cálculo, diseño, fabricación de perfiles, como así también la observación de la fabricación de dichos perfiles, el montaje en campo de las estructuras y la visita de algunas edificaciones ya construidas. Se visitaron empresas reconocidas en el medio de los constructores de acero, con el fin de obtener información de gente más consciente de las normas sismo resistentes en los PEARM y así poder apreciar la realidad de las construcciones de edificaciones de acero en Quito.

#### 2.3.1.1 Empresa 1

La empresa 1 es una empresa fundada en 1978, que se dedica al diseño estructural, fabricación y montaje de estructuras de acero, con el alcance de edificaciones de varios pisos. Han fabricado cerca 150 edificaciones de acero dentro y fuera del Ecuador, por lo que les convierte en una empresa pionera en la industria de la construcción de edificaciones de acero. El director y dueño de esta empresa, es una persona muy consciente de las normas para el diseño y construcción en estructuras de acero. La exigencia dentro de la empresa en la utilización de las normas actualizadas es utilizada por los ingenieros que son parte de esta empresa. Sobre el tema de las

conexiones viga-columna, comentan que es un tema relativamente nuevo para ellos, empezándose a implementar recientemente diseños de las conexiones con materiales provenientes de la norma americana ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”. Al ser una empresa pionera en la industria de la construcción de edificaciones de acero en el país, el directivo cuenta que muy pocos diseñadores a nivel nacional hacen uso de las conexiones precalificadas establecidas por el ANSI/AISC 341 “Seismic Provision for Structural Steel Buildings”. La gran mayoría de diseñadores y constructores a nivel nacional, diseñan las conexiones a su juicio, con los criterios personales de cada caso en particular. Esta empresa en particular es consciente de la importancia del buen desempeño sísmico de las conexiones viga-columna, algo muy poco común en sus colegas como indica el directivo de esta empresa en la entrevista personal realizada. Al ser una empresa encargada del diseño y construcción, se le preguntó cómo manejan las conexiones en cada proceso. El directivo de esta empresa indica que es un tema que recientemente están implementando en sus diseños, fabricación y montaje, guiándose principalmente por la norma ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” únicamente para tipo de conexiones viga-columna hechas con soldadura.

Al analizar uno de sus planos de un proyecto al azar, se pudo observar el cumplimiento parcial de las normas de conexiones precalificadas. No se encontró ningún tipo de detallamiento constructivo y tampoco notas importantes que deberían constar para el conocimiento del constructor/montador de la estructura en el tema de las conexiones viga-columna. En el caso particular de esta empresa, el encargado del

montaje es un sub contratista que ha trabajado por mucho tiempo con esta empresa. Para constatar el trabajo de construcción en sitio de las conexiones viga-columna, se tuvo la oportunidad de reunirse personalmente con el sub contratista de esta empresa para observar la calidad de trabajo que esté realizando en relación con lo que se espera, que es como lo establece la norma de conexiones precalificadas.

#### 2.3.1.1.1 Empresa 2

Esta empresa, dedicada principalmente al montaje de estructuras de acero y que trabaja directamente con la empresa 1 como sub contratistas del montaje, es una empresa manejada por un ingeniero civil, el cual tiene a su mando varios soldadores, acreditados y certificados como soldadores profesionales. Primero que todo se tuvo la oportunidad de conversar con los soldadores que trabajan en sitio. El procedimiento que ellos llevan a cabo en las conexiones es el siguiente:

- Primero se deben parar todas las columnas del piso que se esté trabajando. Referente a las columnas erguidas, se marca donde se debe colocar las vigas con una platina de respaldo (mismo ancho del patín superior de la viga) que se suelda a la columna, de tipo de ranura de penetración completa para apoyar las vigas (patín superior) en las columnas.
- Se apoyan las vigas en las platinas de respaldo y se realiza unos puntos de suelda en las platinas que conectan el alma de la viga y la columna en ambos extremos de la viga solo para colocar a la viga en su sitio parcialmente.
- Una vez que hayan hecho este procedimiento con todas las vigas, proceden al “remate” que es realizar cordones de suelda ranura de penetración completa en

las platinas donde estaba solamente punteado. La soldadura se la hace ascendente con suelda de electrodos E7018 en los cuatro perfiles de la platina.

- Esta suelda de cordón de ranura de penetración completa, se las hace en el posterior en los patines de la viga.
- El momento de soldar el patín superior, solo se realiza la suelda en la parte superior, en la parte inferior no se hace ninguna soldadura, queda apoyada en la platina de soporte; no se remueve la platina de soporte.
- En el patín inferior se deja un espaciamiento de 6 [mm] aproximadamente para la penetración de la suelda hasta llegar a la columna. En el caso de dejar más de 6 [mm] se rellena el espacio faltante con la colocación de una platina de cobre (suelda no se pega) para rellenar ese espacio sobrante.
- En el patín inferior se hace la suelda por la parte de arriba llamada soldadura de sobre cabeza, y en la parte de abajo es una soldadura horizontal. Las dos soldaduras son de tipo de ranura de penetración completa.
- Se hacen pruebas de inspección para ver la calidad de las soldaduras únicamente. Se aplica inspección visual en todas las conexiones y pruebas con tintas de penetración y ultrasonido, únicamente a algunas soldaduras (cinco conexiones por piso).

Con el directivo de esta empresa se pudo afirmar que este es el procedimiento que los trabajadores deben seguir para el montaje de todas las edificaciones que ellos trabajan. Además, se pudo visitar tres proyectos donde esta empresa estaba realizando montajes de estructuras tipo PEARM. En las tres se realizaba el mismo procedimiento descrito anteriormente en las conexiones viga-columna. Se comentó a este directivo de

la empresa sobre la existencia de una norma americana que tiene la estandarización de conexiones viga-columna pre calificadas, explicándole que es una norma que especifica los procedimientos de diseño, construcción y control de calidad de las mismas, la cual el directivo de esta empresa expresó su desconocimiento sobre dicha norma como tal.

Como respaldo de la “calidad” de su trabajo, él tiene compañías externas que hacen auditorias para verificar la calidad de su soldadura, la cual son compañías certificadas por la American Welding Society (AWS), y se dedican a hacer el control de calidad de soldaduras pero solo bajo la norma AWS D1.1, lo cual es un problema al no tener en cuenta la provisión sísmica para la soldadura en edificaciones de acero. Como se comentó, la empresa deberá tener soldadores certificados por la AWS, como así también existirán ensayos visuales en todas las conexiones por inspectores certificados de la AWS y realizarán ensayos en ciertas sueldas de las conexiones con tintas penetrantes y ultrasonido para ver la calidad de soldadura. En el caso de que la soldadura no pase estas pruebas, se deberá hacer una corrección de la suelda. La norma que debe regir la calidad y el procedimiento de la suelda es la norma ASW D1.8 “Structural Welding Code—Seismic Supplement”, la cual es el suplemento sísmico de soldadura de la norma ASW D1.1 “Structural Welding Code—Steel”, y es una norma que esta empresa no conoce tan profundamente, y debería conocerla debido a que solamente trabajan con conexiones soldadas. Se puede ver imágenes de los trabajos que esta empresa hace durante y después (ver Figura 26, Figura 27, Figura 28).





Figura 26. Montaje de vigas y columnas en edificio visitado de la Empresa 1



Figura 27. Conexión viga-columna tipo WUF-W interior de edificio en construcción de Empresa 1



Figura 28. Conexión viga-columna exterior de edificio en construcción de Empresa 1



Figura 29. Cordón de soldadura en patín inferior de edificio en construcción de Empresa 1

### 2.3.1.2 Empresa 3

La empresa 3 es una empresa de estructuras de acero nacional, fundada en 1989 en la ciudad de Quito que se dedica al diseño, fabricación y montaje. La empresa empezó con la fabricación de estructuras metálicas livianas, y con el tiempo especializándose en sectores petroleros, industrial, comercial (edificaciones), puentes, eléctrico, minero entre otros. Fue la primera empresa acerera en el Ecuador en alcanzar la certificación ISO 9001:2000 y además cuenta con un sistema de gestión de la calidad (ESACERO, 2008). Con todas estas características, se puede ver que es una empresa pionera en la industria que también es responsable con la calidad de sus obras.

Se tuvo la oportunidad de entrevistar al gerente de ingeniería para la planta de Quito. La entrevista estuvo limitada únicamente con los trabajos realizados en edificaciones de acero, ya que es una empresa que hace trabajos bastante diversificados en varias ramas de la ingeniería civil. El gerente expresa, que no han tenido mucha oportunidad de realizar PEARM, pero en los pocos proyectos que se han presentado, ellos han utilizado las conexiones pre calificadas normadas por ANSI/AISC 341 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" en el área de diseño y fabricación, ya que en los contratos que se han presentado no consta el montaje/construcción. Esta empresa, al estar inmersa en varios tipos de estructuras con diferentes fines, han adquirido maquinaria especializada con su respectivo software para realizar orificios para pernos, los cuales les permite trabajar no solo con conexiones viga-columna soldadas, sino también empernadas. Se puede concluir que es una empresa bastante responsable con sus trabajos, a pesar de que han sido pocas

edificaciones las diseñadas y fabricadas, han cumplido con los requerimientos sísmicos de las normas modernas.

#### 2.3.1.3 Empresa 4

La empresa 4 es una empresa dedicada al diseño, fabricación y montaje de edificaciones de acero con varios proyectos en Quito y a nivel nacional, en su mayoría edificaciones PEARM. Se tuvo la oportunidad de conversar con el directivo y departamento de diseño y fabricación de la empresa para poder conversar sobre las conexiones viga-columna. Al momento de comentar a esta empresa sobre la norma ANSI/AISC 358, esta empresa mostró su desconocimiento de la existencia de esta norma. Confundieron la norma de conexiones pre calificadas viga-columna con la norma de soldadura pre calificada, la cual se utiliza para la soldadura en toda la estructura el momento de fabricación de elementos, empalmes, etc. Esto muestra como una empresa grande, que realiza numerosos proyectos a nivel nacional, tiene desconocimiento de esta norma e importancia de las conexiones viga-columna.

#### 2.3.2 Deficiencias en edificaciones de acero en la ciudad de Guayaquil

Para obtener conclusiones sobre las deficiencias en los diseños y construcciones de la ciudad de Guayaquil, fue necesario un par de entrevistas personales con diseñadores de estructuras de acero de dicha ciudad, como así también la lectura de la investigación/tesis del Ing. Ángel Cassagne de la Escuela Politécnica del Litoral (ESPOL) que es un trabajo que resume las deficiencias de edificaciones de acero con respecto a normativas sismo resistentes modernas.

### 2.3.2.1 Entrevistas

Se realizaron entrevistas a personas precursoras y pioneras en la industria acerera en PEARM en la ciudad de Guayaquil para poder tener información relevante de la realidad de las empresas constructoras en acero en esta ciudad. Fueron entrevistas realizadas a personas que además de ser grandes profesionales y académicos, son miembros del comité del capítulo de estructuras de acero de la nueva norma de la construcción del Ecuador (NEC-11).

#### 2.3.2.1.1 Dr. Pedro Pablo Rojas Cruz

El Dr. Pedro Rojas es especializado en estructuras de acero, con estudios de doctorado en la mejor universidad de acero de los Estados Unidos (académico e investigación), Lehigh University, profesor académico en la Universidad Católica Santiago de Guayaquil (UCSG) y Escuela Politécnica del Litoral (ESPOL), profesional dedicado al análisis y diseño sismo resistente de estructuras de acero (puente y edificaciones) en una empresa privada de consultoría en la ciudad de Guayaquil, y además miembro y director del comité técnico en la elaboración de la norma ecuatoriana de la construcción en el capítulo de estructuras de acero.

En la entrevista al Dr. Rojas, se logró tratar temas relevantes como datos de conocimiento de provisiones sísmicas de sus colegas diseñadores y constructores, y también recomendaciones que el haría para tratar las conexiones viga-columna en el Ecuador, ya que las conexiones viga-columna son los elementos más importantes, debido a que se debe garantizar su ductilidad para el correcto funcionamiento sismo resistente de la estructura como un todo (Rojas, 2012).

Sobre el tema de conocimiento de las provisiones sísmicas en PEARM, comenta que la gran mayoría de diseñadores que trabajan en hormigón armado, también lo hacen en acero, pero de forma muy superficial, lo que lleva a la ignorancia de las normas y provisiones sísmicas en las estructuras de acero. Las provisiones sísmo resistentes que él hace referencia, son las normas de EE.UU., por lo que reconoce, que esta masiva ignorancia por parte de los diseñadores y constructores, parte de culpa tiene que ver en gran parte por los comités que regularizan las construcciones en el Ecuador, Código Ecuatoriano de la Construcción 2001, al no tomar en cuenta en sus capítulos provisiones sísmo resistentes a PEARM. Esto se debe a que más o menos un 90% de edificaciones son de hormigón armado, mientras tan solo un 10% son metálicas, incluyendo en las metálicas a las estructuras que son galpones industriales y similares, donde las cargas sísmicas son despreciables debido a su pequeño peso propio. De estudios y estadísticas que el Dr. Rojas maneja, se indica que la gran mayoría de edificaciones de acero tipo PEARM no cumplen con normas sísmo resistentes en acero. En el caso de los constructores, el panorama es muy similar que los diseñadores. El Dr. Rojas asevera esto, ya que existen problemas constructivos al venir arrastrado problemas por parte de los diseñadores, que no cumplen con sus obligaciones de especificar detalles constructivos y demás. Un ejemplo de la falta de uso de normas al momento de la construcción, es la falta de detalles en planos de las conexiones viga-columna, como el tipo y métodos de soldadura a realizar al momento de la unión entre viga y columna que deberían ser incluidas por parte del diseñador.

En la entrevista, el Dr. Rojas indica que la investigación más completa y de gran calidad existente en conexiones y en provisiones sismo resistente en edificaciones tipo PEARM, es en EE.UU. El Dr. Rojas señala, que lo que se necesita en el Ecuador para el mejoramiento de las estructuras de acero en términos sismo resistentes son básicamente dos aspectos:

1) En la norma ecuatoriana de la construcción, promover el uso de las normas sismo resistentes de EE.UU, ya que estos documentos son ampliamente respaldados por su gran biblioteca investigativa que existe por detrás, por ser material relativamente accesible y además por la similitud de peligro y origen sísmico que existe, refiriéndose a la costa oeste de Estados Unidos. A la gran investigación que se ha hecho en EE.UU., se refiere específicamente a las normas ANSI/AISC 341 "Seismic Provision for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 358 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications" y recomendaciones FEMA 350 "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", que son documentos donde hay una vasta investigación experimental y estudios analíticos en los comportamientos sismo resistentes.

2) Investigación experimental con el estado del arte, aplicado a lo que el Ecuador diseña y construye, en términos de altura de edificaciones, luces de vigas, sistemas de diseño, etc.

El Dr. Rojas recomienda plenamente la utilización de conexiones pre calificadas en el Ecuador, para garantizar un desempeño sismo resistente óptimo en los PEARM bajo severas cargas sísmicas. Esta norma consta de siete tipos de conexiones, de las cuales la recomendación que hace el Dr. Rojas es la utilización de las conexiones

soldadas únicamente, que son dos. Recomienda la utilización de las conexiones soldadas, debido a que históricamente es lo que la gran mayoría de estructuras de acero se ha venido utilizando y en los otros tipos de conexiones no existe casi experiencia alguna en el Ecuador, como en el caso de conexiones empernadas, donde no hay la maquinaria ni el personal calificado para la fabricación y montaje en ese tipo de construcción.

Hay dos tipos de conexiones precalificadas soldadas en la norma americana, las Reduced Beam Section (RBS) y las Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W). En la RBS, explica que es un concepto muy interesante y accesible para el medio, ya que consiste en realizar unos cortes en los patines de la viga (además es un proceso fácil de realizar) para hacer menos crítica la zona de la conexión donde está la soldadura, y el lugar donde se hace el corte, se vuelve la zona más crítica y se espera que allí se forme la rótula plástica en la viga. Por su parte, la WUF-W es una conexión soldada en su totalidad, que se sabe que tendrá el desempeño requerido debido a todo el respaldo que tiene en términos experimentales y analíticos, la cual no se recomienda su uso en el Ecuador por la dependencia casi total que existe de la mano de obra soldadora.

#### 2.3.2.1.2 MSc. Ricardo Armijos

El MSc. Armijos es especializado en estructuras de acero, profesor académico en la Universidad de Especialidades Espíritu Santo (UEES) y profesional en el área de análisis, diseño y fiscalización en empresa privada de la ciudad de Guayaquil, y además miembro del comité técnico en la elaboración de la norma ecuatoriana de la construcción en el capítulo de estructuras de acero.



En la entrevista realizada al MSc. Armijos se cubrieron temas como el desconocimiento de las conexiones precalificadas en el país, las falacias, y también recomendaciones para el futuro.

MSc. Armijos, al trabajar en el ámbito acerero, no solo como diseñador, sino también como fiscalizador, y asevera que el desconocimiento de las conexiones precalificadas en el Ecuador es preocupante. La gran mayoría de los diseñadores no están al tanto de lo que son las especificaciones sísmicas y tampoco sobre la existencia de las conexiones precalificadas. Los pocos que las usan, las utilizan parcialmente, y esta es la conexión precalificada WUF-W. Las principales falacias que tienen las estructuras en las que él conoce y ha trabajado, son el tipo de soldadura que se utilizan. Las estructuras que no cumplen con las normas sismo resistentes, tienen sus soldaduras en las conexiones viga-columna del tipo soldadura de filete, cuando debería ser una soldadura de ranura de tipo penetración completa, como especifican las provisiones sismo resistentes. Además asegura que la mano de obra por parte de los soldadores no es la óptima, al ser soldadores no calificados para la realización de soldaduras sismo resistente como rige la normativa americana AWS D1.8. Otro común error en las construcciones de estructuras de acero, es no cumplir las relaciones establecidas en la norma de ancho espesor, utilizando secciones sísmicamente compactas. Un último error común es no aplicar el fundamental concepto de columna-fuerte viga-débil. Todas estas falacias en la construcción de PEARM, llevarán a que estas edificaciones tengan fallas de tipo frágil en las conexiones viga-columna bajo cargas cíclicas proveniente de un sismo.

En el ámbito de la fiscalización de este tipo de estructuras, se presentan errores que mayormente son por desconocimiento de las normas. Uno de los errores más comunes en el control de calidad, es la aplicación de ensayos de ultra sonido en los cordones de soldadura, los cuales no cumplen con sus objetivos de garantizar la ductilidad al haber uniformidad en la soldadura, ya que se los realiza sin remover las placas de respaldo, lo que altera los resultados como se explicó anteriormente. En los ANEXO 1, ANEXO 2, ANEXO 3, ANEXO 4 y ANEXO 5 se muestran algunos ejemplos de buenas prácticas en el diseño mediante la utilización de las provisiones sísmicas y conexiones pre calificadas por parte del MSc Armijos.

La principal recomendación que da MSc. Armijos, que además concuerda con el Dr. Rojas, es dar la inclusión de este tipo de provisiones sísmicas en la norma ecuatoriana de la construcción, ya que, al constituirse en la principal herramienta utilizada por los diseñadores y constructores en el país, permitirá el conocimiento de las provisiones sísmicas en estructuras de acero. También indica la importancia de no solo promover estas normas dentro de los diseñadores y constructores, sino también con los fiscalizadores, ya que ellos son los que garantizan a los dueños de las estructuras que el trabajo realizado por parte de los constructores está bien hecho y avalará su buen comportamiento en la presencia de cualquier evento sísmico.

#### 2.3.2.2 Investigación Ing. Ángel Cassagne

La tesis realizada por el Ing. Cassagne, presenta recomendaciones para la construcción de nuevas edificaciones de acero en Guayaquil. Para poder hacer estas recomendaciones, la tesis realizó varias evaluaciones y estudios a una muestra de edificaciones existentes de tipo PEARM para poder analizar el estado de la práctica del

diseño y construcción en edificios de acero existentes en la ciudad de Guayaquil. Se pudo concluir a través de esta tesis, que en la ciudad de Guayaquil los detalles constructivos son obsoletos y están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de cargas sísmicas. El desempeño sísmico inadecuado de esas estructuras probablemente ocasionara daños severos e inclusive el colapso de las estructuras.

De los estudios y análisis de las deficiencias de las estructuras en Guayaquil se concluyeron los siguientes aspectos. En la mayoría de ocasiones, la fabricación y unión de elementos de acero se utiliza soldadura de filete, algo prohibido en las provisiones sísmicas americanas, especialmente en las conexiones. Hubo casos en los que el alma y los patines de la viga estaban soldados a la columna, mientras hubo otros casos que solamente el alma o los patines eran soldados a la columna. Algunos de los criterios de diseño y los detalles constructivos usados en las edificaciones muestreadas, están asociados con modos de falla estructurales no dúctiles antes la presencia de carga sísmica. Estas deficiencias se deben a la práctica de diseño con criterios obsoletos, al no considerar las lecciones aprendidas por los sismos de Northridge en 1994 y Kobe 1995, al utilizar una pobre mano de obra que afecta directamente en el desempeño de la estructura y adicionalmente la falta de criterios adecuados para la inspección de los trabajos realizados por parte de la mano de obra.

### 2.3.3 Generalidad en deficiencias diseño sismo resistente en PEARM

En la gran mayoría de las construcciones de las edificaciones de acero, y en particular las PEARM, se han observados patrones muy similares entre las estructuras muestreadas en Quito y las estudiadas en Guayaquil, según Cassagne, La principal

similitud y la más sobresaliente de todas las deficiencias, es la utilización de criterios sísmicos para diseño y detalles constructivos obsoletos, las cuales no trabajan con criterios de modos de falla con ductilidad ante la presencia de sismos para edificaciones de acero. Al no tener esta consideración tan importante hoy en día, como la del criterio de diseño por fallas dúctiles, pone en gran peligro a la gran mayoría de estructuras PEARM ya que las hace muy vulnerables al colapso de la estructura ante la presencia de algún tipo de sismo moderado o severo. Esta deficiencia generalizada tiene varios componentes que hacen que la mayoría de edificaciones de acero tengan un desempeño sísmico bajo.

Los componentes que hacen que los PEARM actuales en las ciudades de Quito y Guayaquil sean deficientes son el diseño estructural inapropiado, mano de obra, inspección y conexiones. La práctica del diseño estructural en acero en Ecuador posee varios factores que la califican como inapropiada. Uno de ellos es las cargas para el diseño, pues incluso se detectaron casos donde se utilizaba únicamente cargas gravitacionales. Esto se debe a la construcción informal en el medio, al ser estructuras que no han sido diseñadas por ingenieros en estructuras con conocimientos de cargas estáticas y dinámicas en los cálculos y no conscientes de la importancia de la utilización de estos parámetros al estar situados en una región de alto peligro sísmico. Otro factor es, que si bien algunas edificaciones si son diseñadas con cargas sísmicas, poseen características estructurales inadecuadas y no han sido tomadas en cuenta para el diseño correcto de estas estructuras como lo es la irregularidad de plantas, masa, elevación y falta de juntas de dilatación sísmica. También existe falta de utilización de algunos criterios importantes que dispone la norma ANSI/AISC 341

“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” como lo son la relación ancho espesor en los perfiles, tenacidad de los electrodos para la soldadura, detallamiento de las conexiones, detallamiento de empalmes, la unión de la base de la columna, criterio de columna-fuerte viga-débil, entre otros criterios (Cassagne, 2009). Se pudo observar en algunos planos de años anteriores (año 2005) que realizaban las empresas constructoras que fiscalizaba el MSc. Armijos, que no tenían ningún tipo de detallamiento de las conexiones viga-columna (Ver ANEXO 7).

La mano de obra e inspección en las edificaciones de acero, también ha sido un problema importante a considerar. Como se pudo observar en los diversos estudios después del sismo de Northridge y Kobe, una de las causas de las fallas frágiles en las conexiones viga-columna fue debido a la pobre mano de obra utilizada y una inspección inadecuada. Principalmente existen este tipo de fallas en las soldaduras, ya que la mano de obra no es calificada, se la hace de forma inadecuada, sin procedimientos de inspección adecuada y procesos de control de calidad incorrectos (ver Figura 30). Debido a estas deficiencias, se puede inferir que la mayoría, si no es en la totalidad, de construcciones informales y algunas pocas formales, la principal falla será en las conexiones viga-columna y serán de tipo frágil en el caso de un sismo moderado o severo.

Hablando de las conexiones viga-columna, que es el aspecto más importante al momento de un diseño sísmo resistente de un PEARM, según el Dr. Rojas, se encuentran deficiencias en el diseño, construcción y control de calidad. No se han utilizado las conexiones precalificadas de la ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” o FEMA

350 “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Momento-Frame Buildings” en su totalidad; muy pocos proyectos lo han utilizados pero de forma parcial. Se observó el uso de soldadura de filete en la conexión viga-columna, en lugar de utilizar soldadura de ranura tipo de penetración completa. Se ha comprobado por parte de la FEMA 350 que el uso de soldadura de filete no tiene un buen desempeño sismo resistente. En algún proyecto que muestra el Ing. Cassagne en su tesis, se dio el caso que en la conexión viga-columna, se daba paso a la viga e interrumpía la columna; esto es un clarísimo ejemplo de cómo no se cumple en lo absoluto el criterio de columna-fuerte viga-débil. Estos errores son muy graves, debido a que la zona más crítica para el buen funcionamiento de la estructura bajo cargas sísmicas son las conexiones viga-columna.

Un factor importante a considerar es la poca participación activa de la normativa actual de la construcción en el país referente al tema de conexiones viga-columna en los PEARM como lo ha indicado el Dr. Rojas y MSc. Armijos. Sin la difusión y exigencia por parte de los entes normativos en la construcción, poco se puede esperar de los diseñadores y constructores. Es necesaria la exigencia normativa hacia los constructores para poder empezar a tener construcciones sismo resistente en los PEARM de mejor calidad y con menos deficiencia. Además de la exigencia de las normas sismo resistentes, es necesario un plan de socialización de estos aspectos sismo resistentes, recalcando la importancia de su uso en los diseños y construcción de los PEARM para poder garantizar un buen desempeño sísmico y tenga un comportamiento dúctil tal como se anticipó en el diseño.



Figura 30. Procesos de soldaduras incorrectos en cordón de patín superior



Figura 31. Malas prácticas en montaje y diseño de conexiones viga-columna

### 3. Desarrollo

De acuerdo con la entrevista con el Dr. Rojas, él recomienda para el Ecuador la utilización de Reduced Beam Sections (RBS). Él emprende en hacer esta recomendación, tomando en cuenta toda la experiencia que él tiene en el medio del diseño y construcción/fiscalización de edificaciones de estructuras de acero, además tomando en cuenta las prácticas constructivas que se utilizan en el medio. Esta recomendación, también la confirma el MSc. Armijos. Ellos hacen esta recomendación, debido a la simpleza del proceso para hacer esta conexión en términos de fabricación,



y en cuanto a diseño, también es relativamente sencillo si se siguen los pasos especificados por la norma ANSI/AISC 358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”. Otro aspecto importante que resaltan estos dos expertos en edificaciones de acero, es que mientras menos dependan las estructuras del correcto funcionamiento de la soldadura, es mejor. Ellos hacen esta aseveración ya que en el Ecuador la mano de obra de los soldadores e inspectores no es de buena calidad, y adicionalmente no tienen la experiencia suficiente, por lo cual por el momento no recomiendan la utilización inmediata de las conexiones precalificadas tipo Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W), ya que son conexiones que dependen enteramente de la calidad de soldadura que se realicen. Un último aspecto importante a resaltar, es que la RBS es la conexión precalificada más ensayada y utilizada en Estados Unidos (Rojas, 2012), y además pueden tener un alma empernada o soldada (según la disponibilidad y requerimientos del proyecto en sí), la cual para el Ecuador en la actualidad, por efectos de falta de maquinarias y experiencia, se lo hará soldada, y se espeque que en algún futuro cercano se pueda expandir a RBS empernadas.

Se realizará un ejemplo del diseño de una conexión pre calificada tipo Reduced Beam Section (RBS), para exponer cuáles son los criterios a utilizar al momento de diseñar una conexión viga-columna como lo expone la norma ANSI/AISC 358, con las normas sismo resistentes modernas aplicadas a PEARM, de una edificación típica en Ecuador.

### 3.1 Diseño de una conexión viga-columna: Reduced Beam Section (RBS)

Una estructura PEARM, tiene su clasificación en un sistema resistente a fuerzas sísmicas (SRFS), la cual en este caso es una estructura especial, debido a que el nivel de ductilidad que se espera que el sistema brinde en el caso de un sismo es alto. Además en el caso de estructuras especiales según lo que dice la ASCE 7-10, el coeficiente de reducción de respuesta sísmica,  $R$ , será mayor a 3 donde se espera que la estructura disipe la energía proveniente de los movimientos del terreno por medio de deformaciones inelásticas de la estructura (Rojas, 2012). Sabiendo esto, es necesario disponer previamente de los diseños de los elementos estructurales principales que llegan a la conexión viga-columna, que son columnas y vigas, con los criterios de las normas modernas sismo resistentes, para así poder realizar el diseño de la conexión viga-columna mediante el uso de la conexión precalificada tipo Reduced Beam Section (RBS).

#### 3.1.1. Diseño sismo resistente de vigas y columnas.

Para poder hacer el diseño de la conexión viga-columna, se debe previamente disponer de los diseños de los elementos estructurales principales que llegan a esta conexión. Se va a realizar este ejemplo ilustrativo, para una edificación de acero típica en el país, con las siguientes características, tomadas como referencia de la presentación “Diseño sismo-resistente de edificios de acero según NEC-11” del Dr. Pedro Rojas en el Seminario Práctico de Aplicación de la Nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 realizado en la ESPOL en noviembre del 2011, como así también la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and

Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” y el manual de la AISC “Seismic Design Manual”.

Las principales características de la edificación a ser diseñada son las siguientes:

- ❖ Edificio de 6 pisos:
  - Primer piso con altura de 4.60 [m]
  - Segundo al sexto pisos con altura de 4 [m]
- ❖ Ubicado en la ciudad de Guayaquil
- ❖ El uso del edificio será para oficinas
- ❖ La edificación estará en un suelo rígido (Tipo D según la NEC-11)
- ❖ Habrán 6 luces de 9.15 [m] cada una, en cada dirección (Edificación cuadrada)
- ❖ Vigas secundarias cada 2.27 [m]

Algo importante a recalcar en esta edificación es su simetría en planta (ver Figura 32), ya que su centro de masa se encontrará en el medio de la estructura, algo sumamente importante en edificaciones sometidas a cargas sísmicas moderadas o severas. Adicionalmente se puede sobresaltar que al ser un PEARM, se deberá tener en los nudos, conexiones resistentes a momento según lleguen las vigas a cada nudo.

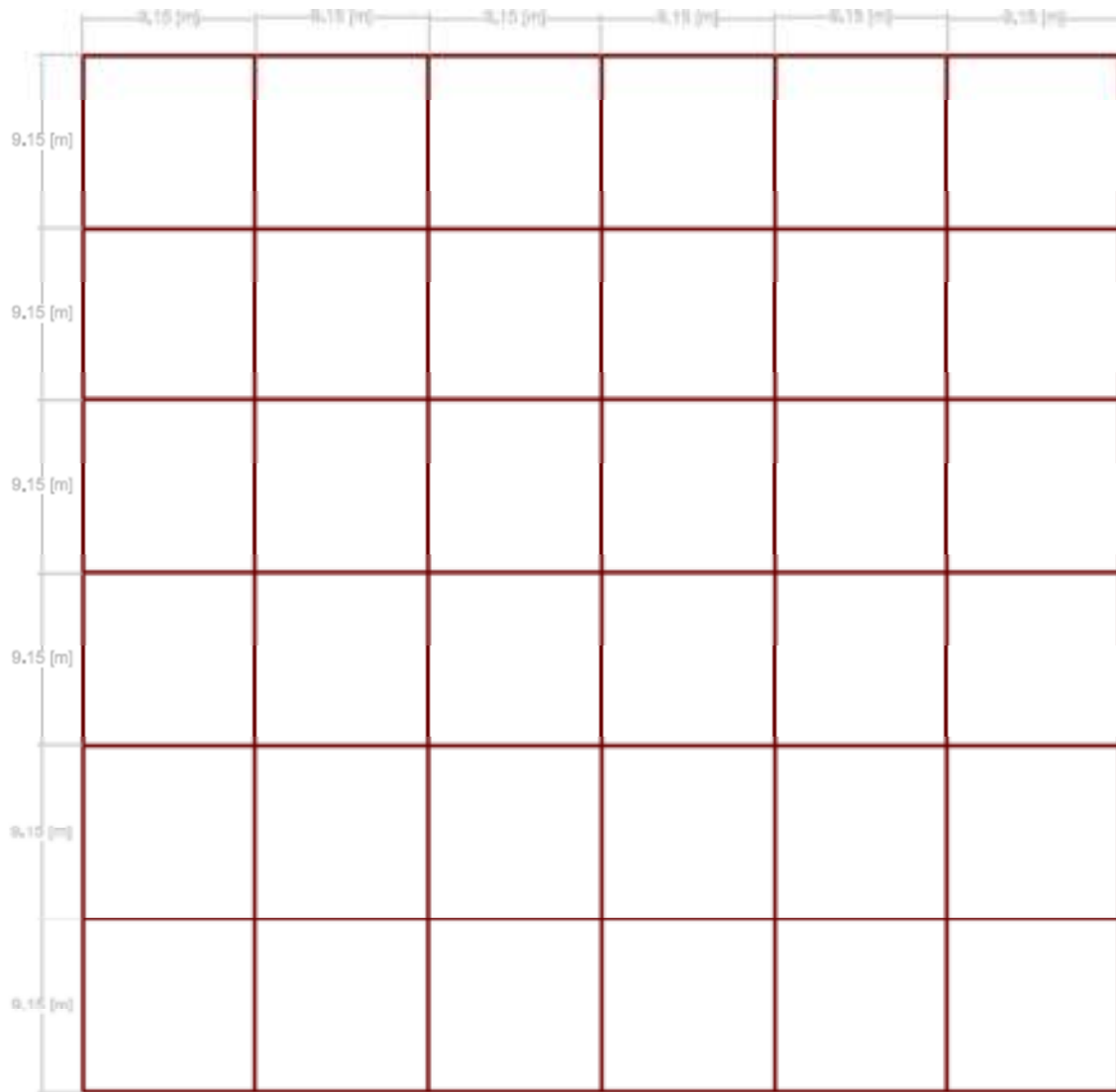


Figura 32. Vista en planta de edificio de ejemplo



Figura 33. Vista lateral derecha/izquierda en elevación de edificio de ejemplo

El procedimiento del diseño se resume en algunos pasos como son los siguientes: selección del sistema estructural y materiales, pre diseño de elementos principales, determinación de las fuerzas laterales equivalentes, realizar análisis elástico, diseñar miembros, diseñar conexiones y finalmente la elaboración de planos de diseño.

#### ❖ Selección del sistema estructural y materiales

Para la definición del sistema estructural en este caso, debido al estado de la práctica de la mayoría en el Ecuador, se seleccionó una estructura donde todos sus pórticos interiores y exteriores son diseñados como pórticos especiales a momento. La otra opción, la cual es mucho menos común, es el sistema estructural donde solo los pórticos perimetrales de la estructura se diseñan como pórticos especiales a momento, que es el caso común en EE.UU. Este tipo de sistema estructural quiere decir que todos los pórticos en todas las direcciones absorberán cargas de servicio y cargas de sismo (laterales). Es importante hacer esta anotación debido a que las normas

americanas se refieren solo a los sistemas estructurales donde los pórticos perimetrales son los resistentes a momento. La práctica en el Ecuador es que todos los pórticos sean resistentes a momento, y es posible la implementación de las provisiones sísmicas americanas en el Ecuador ya que las columnas son tipo cajón, en contraste con EE.UU que son tipo "I". En columnas tipo cajón todos sus ejes son fuertes, por lo cual pueden llegar vigas con esfuerzos a momento sin ningún problema.

La especificación para materiales en la provisión sísmica para edificaciones de acero, norma que el mínimo esfuerzo de fluencia para miembros en los que se espera comportamiento inelástico (rotulas plásticas, bases de columnas), no deberá exceder los 350 [MPa] (50 ksi) y en el caso de las columnas no deben exceder 450 [MPa] (65 ksi). Conociendo estos límites en la definición de material, se utilizará el acero más común en el medio ecuatoriano, que es el acero ASTM A36, y que además cumple con lo establecido por la provisión sísmica de edificios de acero con respecto a las fluencias máximas (ver Figura 34).

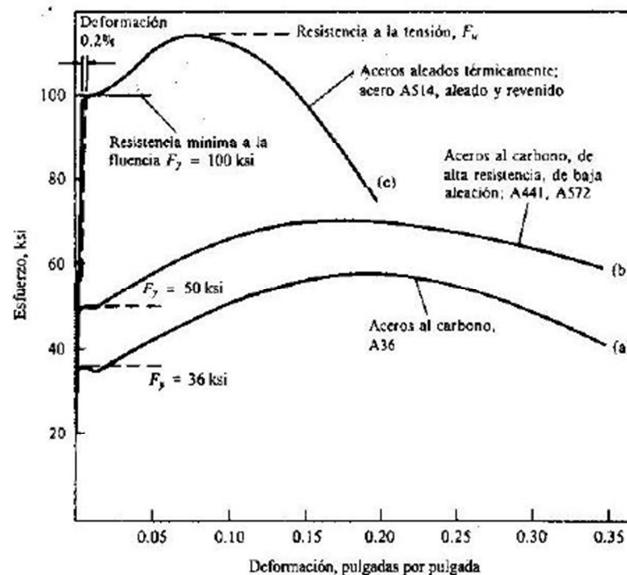


Figura 34. Diagramas Esfuerzo-Deformación para varios tipos de acero estructurales

❖ Pre diseño de elementos principales

Una vez establecido el sistema estructural y el material a utilizarse, se procede con el pre diseño de los elementos estructurales principales. Para esta edificación que es para uso de oficinas, se tiene establecido en los códigos (y juicio de expertos) que para la carga muerta se la da un valor de 0.53 [ton/m<sup>2</sup>] las cuales están desglosadas en baldosas, paredes, losas, ductos, instalaciones y varios (Rojas, 2012). Para la carga viva de oficinas, la norma específica un valor de 0.25 [ton/m<sup>2</sup>]. Una vez obtenidos estos valores de cargas, se hace el diseño bajo el método LRFD.

Se deberá tener en cuenta varios criterios para el pre-diseño de los elementos estructurales principales, tales como el criterio de la columna-fuerte y viga débil, relaciones ancho-espesor para vigas y columnas, clasificación de la secciones según sus relaciones ancho-espesor, todo esto descrito anteriormente en el capítulo que se expuso la provisión sismo resistente para edificaciones de Estados Unidos y NEC-11 del Ecuador.

Es necesario recordar que el criterio de la columna-fuerte y viga débil establece que se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

Donde  $\sum M_{pc}^*$  es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las columnas que lleguen a ese nudo y también se la puede expresar en el método LRFD de la siguiente forma:  $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$ . Por parte de

diseñadores experimentados, se recomienda tomar el valor de  $\frac{P_{uc}}{A_g} = 0.25F_{yc}$  para fines de pre diseño, por que  $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c(0.75F_{yc})$ .

En el caso de las vigas  $\sum M_{pb}^*$  es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las vigas en la rótula plástica, que llegan al nudo y también se la puede definir por en el método LRFD de la siguiente forma:  $\sum M_{pb}^* = \sum(1.1R_yF_{yb}Z_b + M_{uv})$  lo que es similar, aplicando la Tabla 2 de las especificaciones ASTM 2005 y ANSI/ASIC 341, donde se observa que para el ASTM A36 el factor de tensión probable ( $R_t$ ) es de 1.15, por lo que  $\sum M_{pb}^*$  se puede expresar de forma aproximada como:  
 $\sum M_{pb}^* = \sum(1.15R_yF_{yb}Z_b)$

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable ( $R_y$ )	Factor de Tensión Probable ( $R_t$ )
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr 50	1.15	1.15

Tabla 2. Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para aceros ASTM A36, A572 Gr50 y A588 Gr50 (ANSI/AISC 341-10, 2010)

Para cumplir con el criterio de columna-fuerte viga-débil, se reemplaza en la igualdad:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 1 = \frac{\sum Z_c(0.75F_{yc})}{\sum(1.15R_yF_{yb}Z_b)}$$

Donde se sabe que el valor de  $Z_c$ , el modulo plástico de la sección de la columna, es un valor necesario para el pre diseño de columnas.



$$Z_c = \frac{(1.15R_y F_{yb} Z_b)}{(0.75F_{yc})} = 1.533R_y Z_b$$

Dónde:

$Z_b = \text{Modulo plástico de las sección de la viga [mm}^3\text{]}$

$R_y = \text{Factor de Fluencia Probable}$

Y para el  $Z_b$ , se sabe por la provisión sísmica que  $Z_b = \frac{M_u}{\Phi F_y}$ , donde  $\Phi=0.9$  (LRFD). A continuación en la Tabla 3 se presenta las dimensiones de las vigas y columnas obtenidas del pre-diseño, las cuales servirán para obtener la carga reactiva (peso propio) del edificio y así calcular el cortante basal, para a partir de ahí poder obtener los diseños definitivos de la estructura.

PISO	VIGAS [mm]				COLUMNAS [mm]
	En X		En Y		
	Patín	Alma	Patín	Alma	
1	200x20	500x6	200x20	400x6	HS S 450 X 450 X 22
2	200x20		200x20		HS S 450 X 450 X 22
3	200x20		200x20		HS S 450 X 450 X 22
4	160x16		160x16		HS S 400 X 400 X 20
5	160x16		160x16		HS S 400 X 400 X 20
6	160x16		160x16		HS S 400 X 400 X 20

Tabla 3. Medidas de secciones de vigas y columnas en el pre diseño del ejemplo

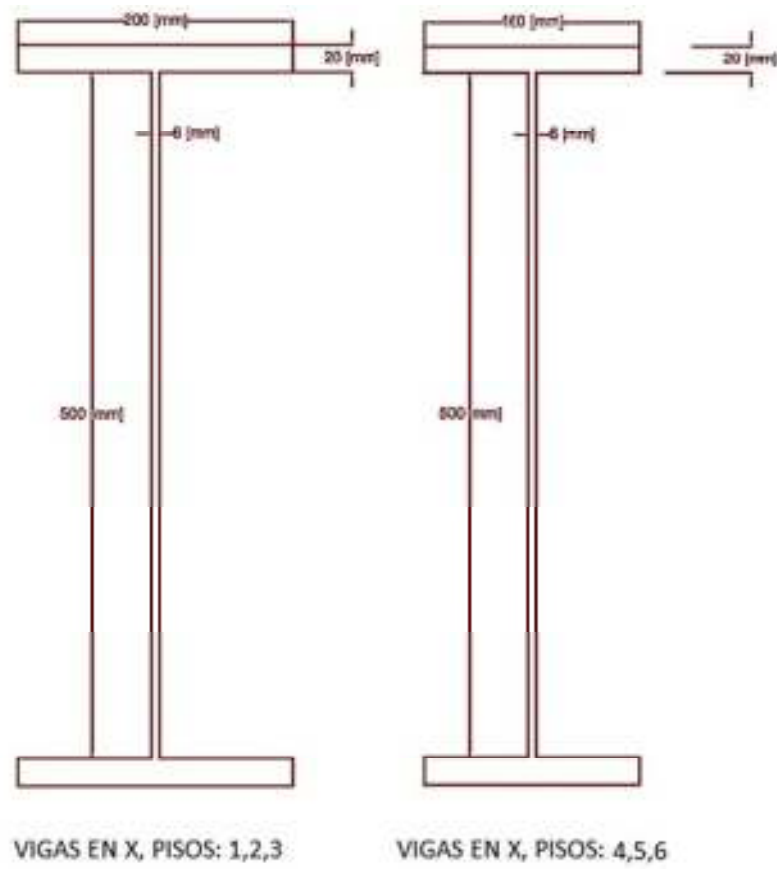


Figura 35. Dimensiones de pre diseño de vigas en eje x

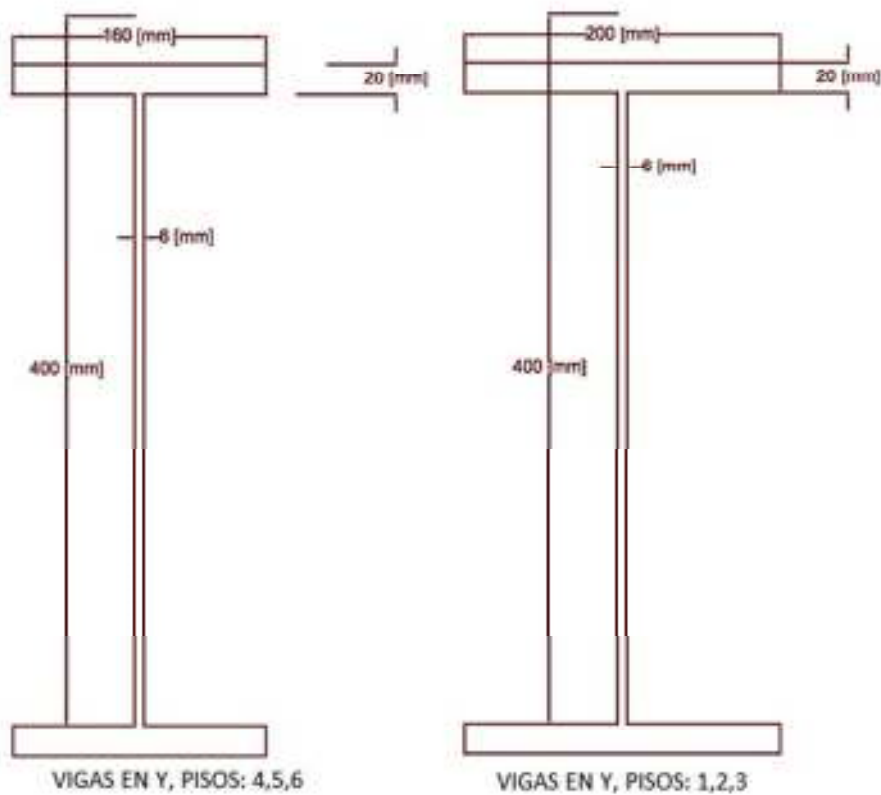


Figura 36. Dimensiones de pre diseño de vigas en eje y

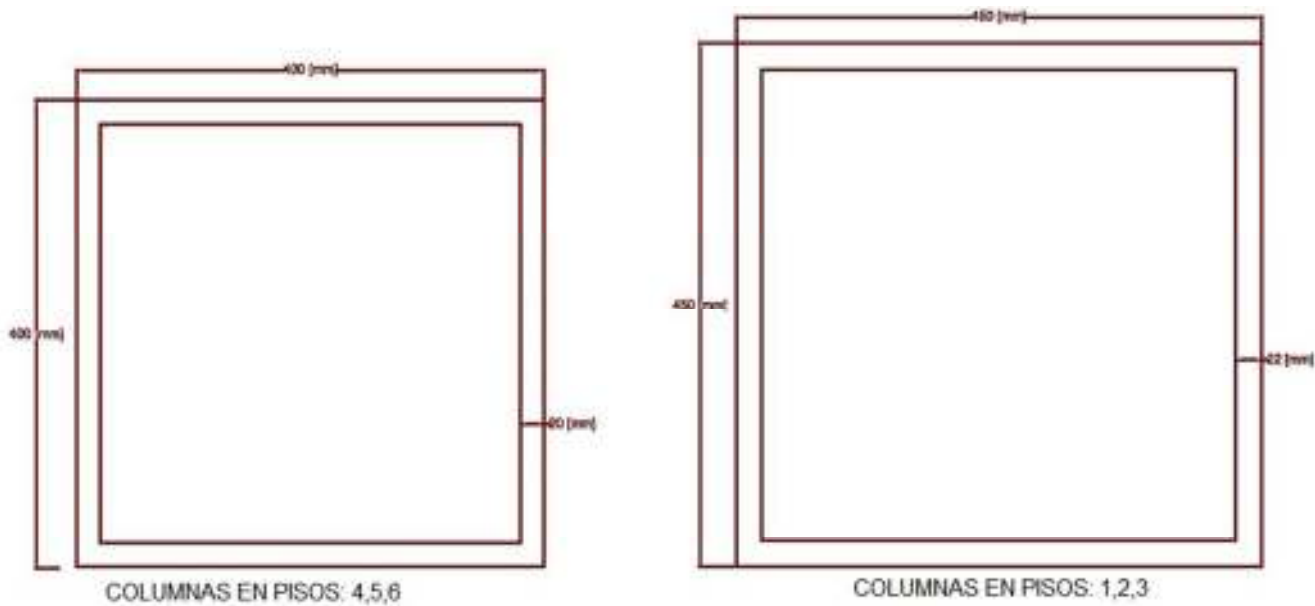


Figura 37. Dimensiones de pre diseño de columnas

Una vez obtenidos estos valores se verifican las relaciones ancho-espesor con las vigas y columnas, las cuales deberán cumplir con valores máximos permisibles que especifica la norma para cada caso (ver la Tabla 4). En este caso en particular, las máximas relaciones ancho-espesor para elementos a flexión en los patines de las vigas es:

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{Fy}} * R_t = 8.51(1.15) = 9.79$$

Y en las almas de las vigas según la NEC-11 y ANSI/AISC 341 es:

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}} * R_t = 69.53(1.15) = 80$$

Las máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión y flexión en la columna, tomando en cuenta que las columnas son fabricadas en cajón con perfiles laminados en caliente, según la NEC-11 y ANSI/AISC 341 es:

$$\lambda_{ps} = 0.55 \sqrt{\frac{E}{Fy}} * R_t = 18.16(1.15) = 20.89$$

Estas relaciones se revisaran con el diseño definitivo de los miembros viga y columnas cuando se los tenga.

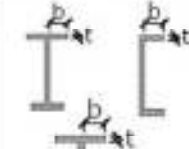
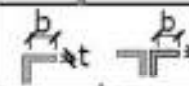


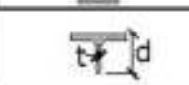
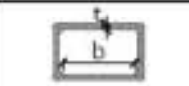

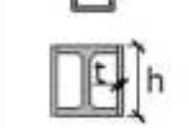
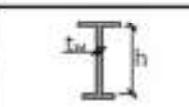

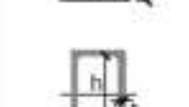
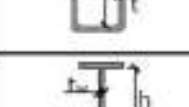
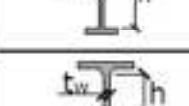

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Limites	Ejemplo
			$\lambda_{ps}$	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "T" roladas o amadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alas de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{1/4}$	
	Barras planas	b/t	2.5	
Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{1/4}$	
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón amadas	b/t		
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles amados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Alas de perfiles "I" amados o soldados usados para vigas o columnas [1]	h/t <sub>w</sub>	Para $C_s \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_s)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para $C_s > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Alas de secciones cajón amadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: $C_s = \frac{F_y}{\phi_c P_c}$ (DFCR) $C_s = \frac{\Omega_c P_c}{F_y}$ (DRB)	
	Alas de perfiles "I" rolados o amados usados como arriostramientos diagonales	h/t <sub>w</sub>	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
Alas de secciones para pilotes "H"	h/t <sub>w</sub>	$0.94 \sqrt{E/F_y}$		
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E / F_y$		

Tabla 4. Máximas Relaciones Ancho-Espesor (NEC - 11, 2011)

Y adicionalmente, se tiene que verificar que las secciones sean compactas, de acuerdo con los valores obtenidos en las relaciones ancho-espesor de las secciones.

Después de realizar el pre diseño de los elementos estructurales principales, como lo son las vigas y columnas, se procede con la determinación de las fuerzas laterales equivalentes.

#### ❖ Determinación de las fuerzas laterales equivalentes

Para determinar las fuerzas laterales equivalentes, se tiene que hacer referencia al capítulo de peligro sísmico de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-11). El paso a realizar es la determinación del valor del cortante basal de diseño ( $V$ ), la cual conforma varios valores como el factor de reducción de respuesta ( $R$ ), factor de importancia ( $I$ ), factores de configuración estructural en planta y en elevación ( $\Phi_P$  y  $\Phi_E$ ), carga reactiva, ( $W$ ) y aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para el diseño ( $S_a$ ).

En la nueva norma ecuatoriana de la construcción (NEC-11), se puede ver como para la determinación del coeficiente de reducción de respuesta estructural,  $R$ , para pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente, el valor es de 6. Al tener un valor de  $R$  mayor que 3, indica que es un sistema estructura dúctil (y un pórtico especial). Este valor de  $R$ , implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas (NEC - 11, 2011). Se tiene que definir el factor de importancia de la estructura, y tal como lo define la Tabla 5, la cual para este caso tendría un factor de

importancia de 1, al no ser clasificada como una edificación esencial y/o peligroso, o estructura de ocupación especial (edificación que albergue más de cinco mil personas). Para el coeficiente de configuración en planta  $\phi_P = \phi_{PA}(\phi_{PB})$  y coeficiente de configuración estructural en elevación serán valores  $\phi_E = \phi_{EA}(\phi_{EB})$ . Los valores de  $\phi_{PA}$ ,  $\phi_{PB}$ ,  $\phi_{EA}$  y  $\phi_{EB}$  son los coeficientes de irregularidad en planta y elevación que se encuentran en las Tabla 6 y Tabla 7 de la NEC-11. Debido a que esta estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tabla 6y Tabla 7, se les da valores de  $\phi_P = 1$  y  $\phi_E = 1$ .

Para el valor de la carga sísmica reactiva,  $W$ , representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso, donde para esta estructura, con las características dadas previamente se tiene un valor de  $W = 10660 [ton]$ . Y finalmente para la aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño en esta estructura, se lo debe obtener mediante el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño dado en la siguiente figura (ver Figura 38).

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC - 11, 2011)

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA</b>	
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{tr}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>(Cx D + CxE) &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 6. Coeficientes de irregularidad en planta (NEC - 11, 2011)



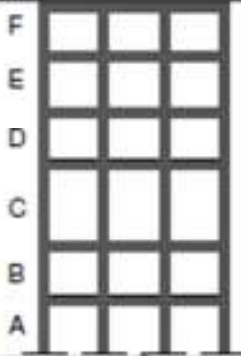
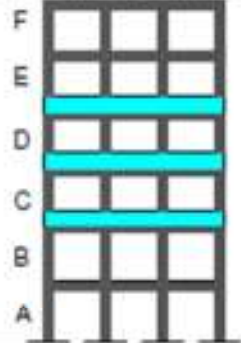
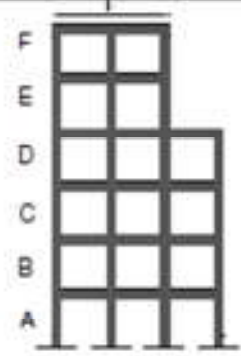
<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN</b>	
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  Rigidez <math>K_i &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_{i+1}</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_{i-1} + K_i + K_{i+1})}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlás como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 7. Irregularidad penalizada en elevación (NEC - 11, 2011).

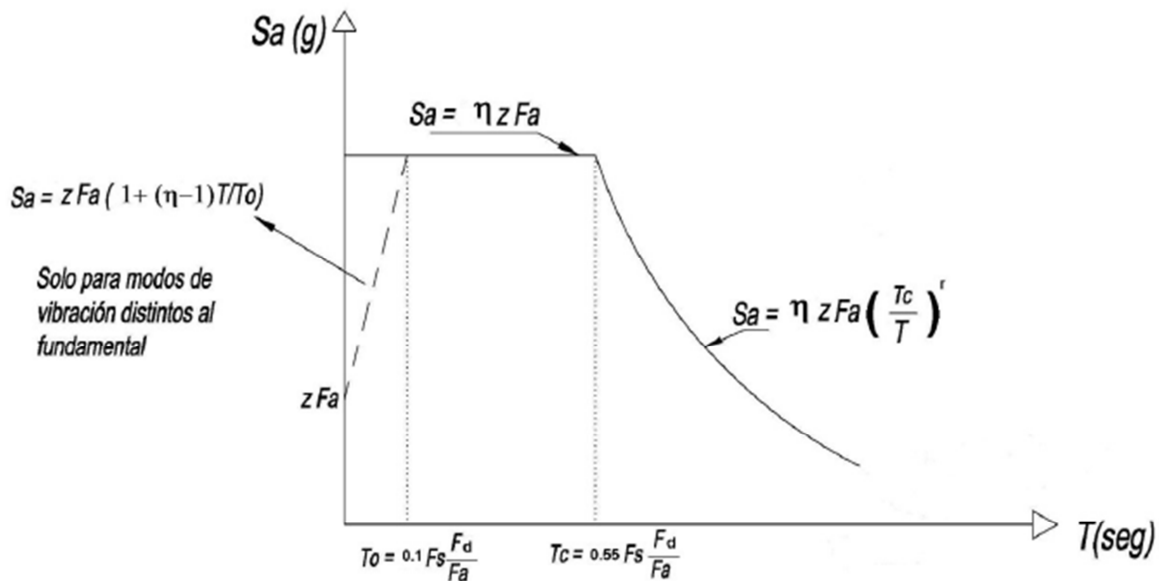


Figura 38. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (NEC - 11, 2011).

En el caso de esta estructura, el valor de  $Z$ , representa valor del factor de zona sísmica, que en nuestro caso será la ciudad de Guayaquil y tiene un valor de  $Z = 0.4$  que es clasificada en el mapa para diseño sísmico del NEC-11 (Figura 39) como una región con caracterización de amenaza sísmica alta. Para el valor de  $\eta$ , se sabe que el suelo donde se está construyendo esta edificación es rígido y el tipo de perfil según la norma es tipo D, donde los estudios previos de suelos determinaron que al ser un suelo rígido la velocidad media de onda de cortante  $V_s$  está entre 360 m/s y 180 m/s. También se necesitará de las siguientes tablas de la NEC-11: Tabla 8, Tabla 9 y Tabla 10.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 8. Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$  (NEC - 11, 2011)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 9. Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$  (NEC - 11, 2011)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 10. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del suelo  $F_s$  (NEC - 11, 2011)

Para nuestro caso en particular se tiene de las tablas mencionadas los siguientes valores:  $F_a = 1.2$ ,  $F_d = 1.4$  y  $F_s = 1.5$ . Los valores de  $T_o$  y  $T_c$  son determinados a partir de la obtención de estos factores, donde se obtiene  $T_o =$

$0.1F_s \left( \frac{F_d}{F_a} \right) = 0.1(1.5) \left( \frac{1.4}{1.2} \right) = 0.175$  y  $T_c = 0.55F_s \left( \frac{F_d}{F_a} \right) = 0.55(1.5) \left( \frac{1.4}{1.2} \right) = 0.9625$  y  
 sabiendo que nuestra estructura tiene un periodo de vibración estructural  $T = 2.04$  [seg] obtenido mediante la utilización de software para el análisis estructural (SAP 2000), de la Figura 38, se concluye que se debe utilizar el tercer segmento para la obtención del Espectro sísmico elástico de aceleraciones  $S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r$ , donde  $r = 1.5$  para tipos de suelo tipo D y  $\eta = 1.8$  por estar en una provincia de la Costa, según NEC-11.

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r = 1.8(0.4)(1.2) \left( \frac{0.9625}{2.04} \right)^{1.5} = 0.28$$

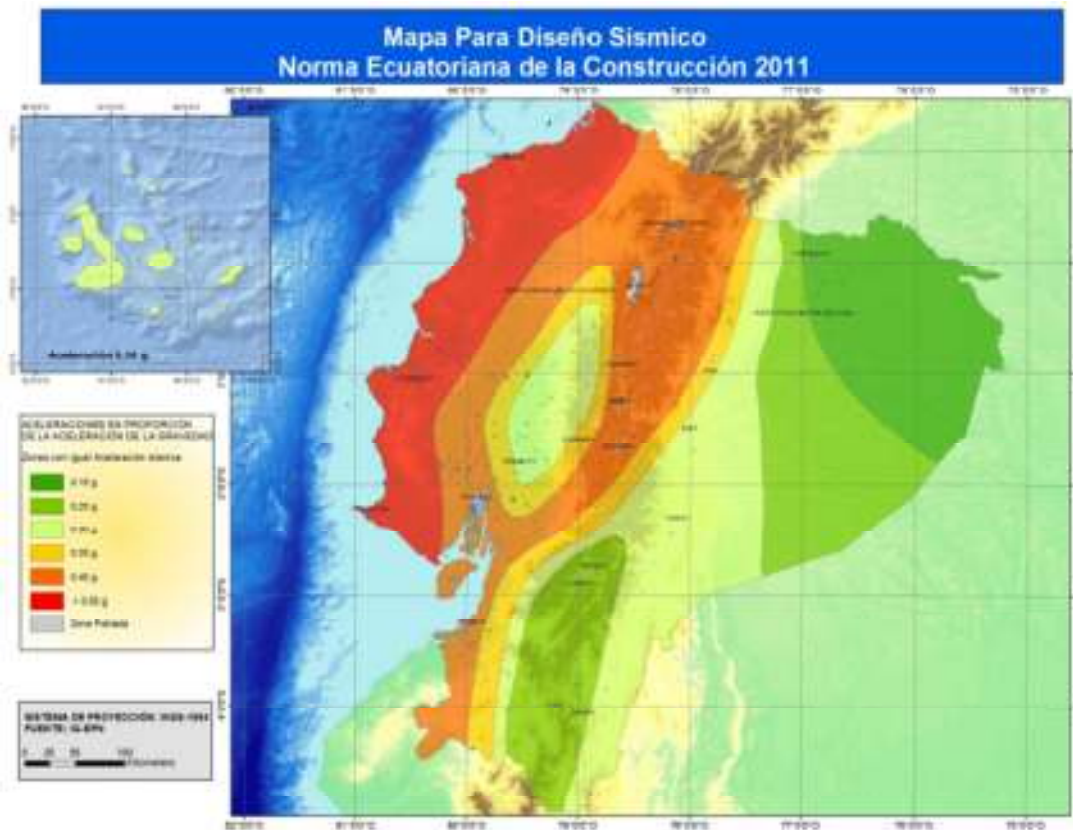


Figura 39. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC - 11, 2011)

Teniendo estos valores, es posible calcular el cortante basal de diseño que especifica la NEC-11 de la siguiente forma:

$$V = \frac{IS_a}{R\Phi_P\Phi_E} W = \frac{1(0.28)}{6(1)(1)} (10660) = 497.466 \text{ [ton]}$$

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Deberá utilizarse la combinación que requiere la mayor resistencia del elemento (NEC - 11, 2011). Además se deberá realizar una distribución vertical de las fuerzas laterales en la altura del edificio asemejándose a una distribución triangular, debido a la ausencia de un procedimiento más riguroso, se deberá realizar este procedimiento descrito por la NEC-11, con la siguiente formulación:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} (V)$$

Dónde:

$V$  = Cortante total en la base de la estructura

$V_x$  = Cortante total en el piso x de la estructura

$F_i$  = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

$F_x$  = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

$n$  = Número de pisos de la estructura

$w_x$  = Peso asignado al piso o x de la estructura, siendo una fracción de la carga

reactiva  $W$

$w_i$  = Peso asignado al piso  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$

$h_x$  = Altura del piso  $x$  del edificio

$h_i$  = Altura del piso  $i$  del edificio

$k$  = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura,  $T$ , que se evalúa de la siguiente manera:

$k = 1.00$  para valores de  $T \leq 0.50$  [seg]

$k = 0.75 + 0.5T$  para valores de  $0.50$  [seg]  $\leq T \leq 2.50$ [seg]

$k = 2.00$  para valores de  $T \geq 2.50$  [seg]

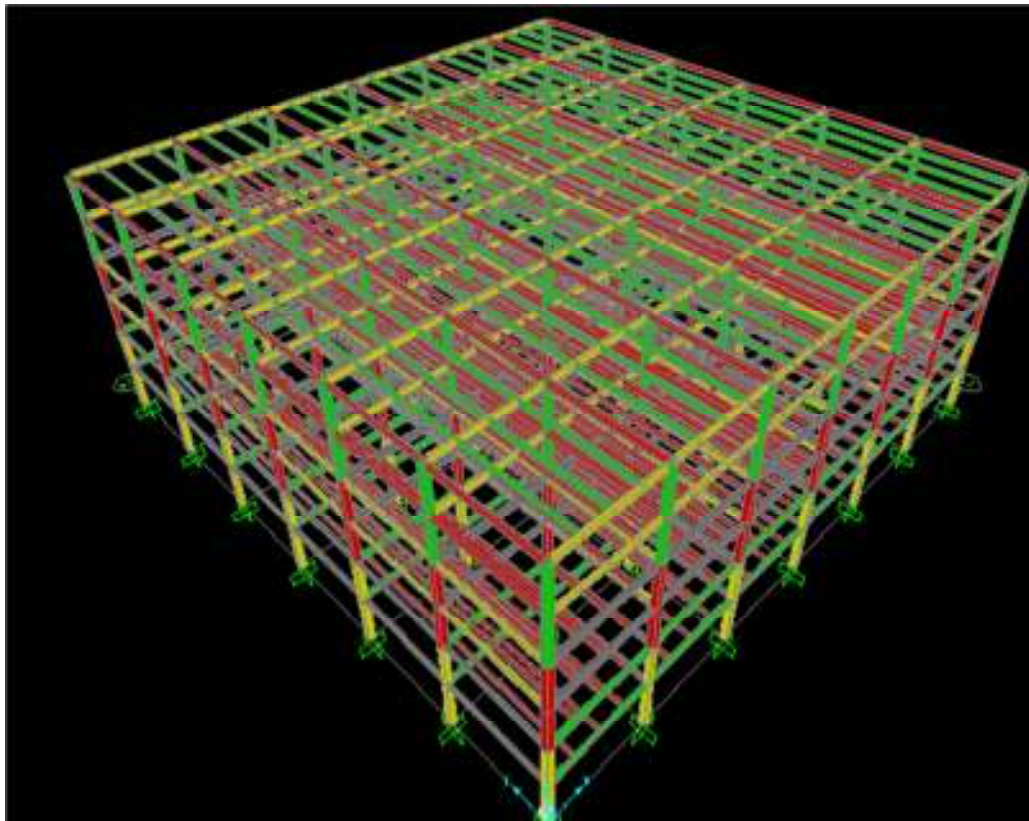


Figura 40. Análisis estructural del ejemplo realizado desde paquete computacional SAP 2000

❖ Análisis elástico

Posteriormente, se realiza el análisis elástico, que se refiere al procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas sísmicas. La acción sísmica a utilizar será un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años para el caso de la ciudad de Guayaquil como se muestra en la siguiente curva de peligro sísmico para Guayaquil a diferentes periodos estructurales (Ver Figura 41).

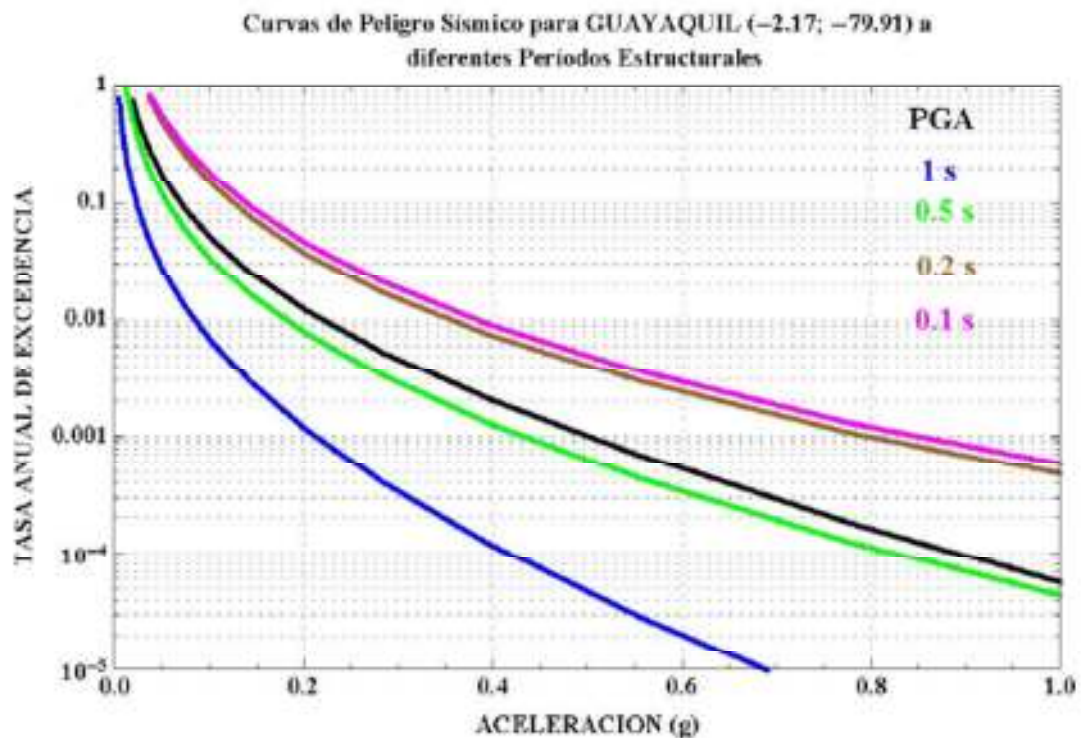


Figura 41. Curvas de Peligro Sísmico para Guayaquil a diferentes Periodos Estructurales (NEC - 11, 2011)

Donde PGA es el valor de la aceleración sísmica esperada en roca, con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno es el inverso de la probabilidad anual de excedencia.

Este análisis matemático incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, que en este caso serán todos los pórticos de la estructura, como

así también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Todos los pórticos son resistentes a momento, igualmente sus conexiones las cuales estarán totalmente restringidas para todos los pórticos, columnas empotradas en la base, existencia de zonas rígidas, torsión accidental y diafragmas rígidos.

Se realizará el análisis dinámico espectral, que constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. El objetivo de este análisis es poder conseguir el modelo estructural del edificio, la determinación de las fuerzas internas, como así también las derivas de piso (según NEC-11 deriva de piso máxima inelástica en estructuras de acero es 0.020), factores importantes para proseguir con el diseño definitivo de los elementos estructurales del edificio y cumplir con los requerimientos sismo resistentes.

Debido a que se está diseñando un pórtico especial resistente a momento, con conexión tipo RBS, se debe tomar en cuenta lo que especifican las normas con relación a las derivas de piso en este caso en específico. Debido a que existe una reducción de los patines de las vigas al ser una conexión RBS, se necesita considerar esta reducción para los límites máximos de derivas de piso, donde se incrementará las derivas de piso máximas en un 8% (de 0.020 en el caso del PEARM) cuando la reducción del patín este en el orden del 50% del ancho del patín de la viga (FEMA 350, 2000). En el caso de que la reducción del patín sea menor del 50%, se deberá determinar el valor a incrementar realizando una interpolación lineal.



❖ Diseño de miembros

Una vez realizados todos estos análisis y modelos estructurales para el edificio, se ha logrado determinar las fuerzas internas de los elementos viga y columna con el principal objetivo de poder proceder con el diseño de las mismas. Para el diseño de los miembros horizontales (vigas) se tiene que cumplir con los estados límites de resistencias a fluencia al momento, de fluencia al corte y de serviciabilidad. Estos estados se representan con las siguientes igualdades como indica el método LRFD:

$$\text{Estado límite de resistencia a fluencia: } \phi M_n \geq M_u$$

$$\text{Estado límite de resistencia a fluencia al corte: } \phi V_n \geq V_u$$

$$\text{Estado límite de resistencia a fluencia: } \Delta_n \geq \Delta_{m\acute{a}x}$$

Y para el diseño de los miembros verticales (columnas), deberán cumplir con el criterio de columna-fuerte viga-débil, estado límite de resistencia de fluencia al corte y la ecuación de interacción. Estos requerimientos para el diseño se expresan con las siguientes formulaciones:

$$\text{Criterio Columna-Fuerte Viga-Débil: } \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

$$\text{Estado límite de resistencia a fluencia al corte: } \phi V_n \geq V_u$$

Ecuación de interacción:

$$\text{Para carga axial grande } \left( \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \right): \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Para carga axial pequeña } \left( \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \right): \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

En la siguiente tabla (Tabla 4), se obtuvieron los diseños correspondientes para todos los elementos viga y columna que cumplan con los requerimientos descritos anteriormente de acuerdo a las solicitaciones estructurales, los cuales van de acuerdo con la oferta que hay en el mercado ecuatoriano que son espesores de 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 22, 25, 30, 40, 50 [mm].

PISO	VIGAS [mm]				COLUMNAS [mm]
	En X		En Y		
	Patín	Alma	Patín	Alma	
1	250x25	600x10	200x22	500x8	HS S 550 X 550 X 30
2	250x25		200x22		HS S 550 X 550 X 30
3	250x22		200x20		HS S 550 X 500 X 25
4	250x22		200x20		HS S 550 X 500 X 25
5	200x20		200x15		HS S 550 X 450 X 22
6	200x20		200x15		HS S 550 X 450 X 22

Tabla 11. Dimensiones definitivas de vigas y columnas del ejemplo

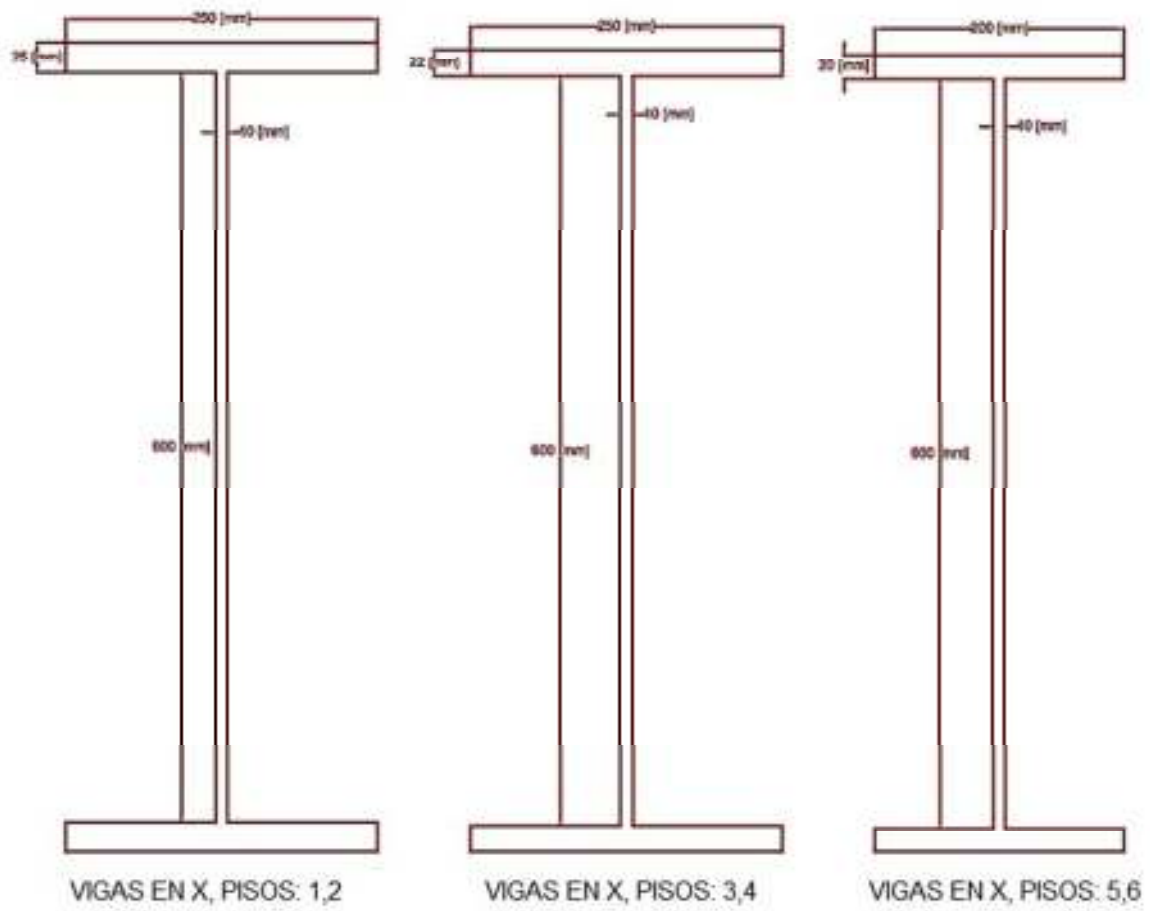


Figura 42. Dimensiones de diseño de vigas en eje x

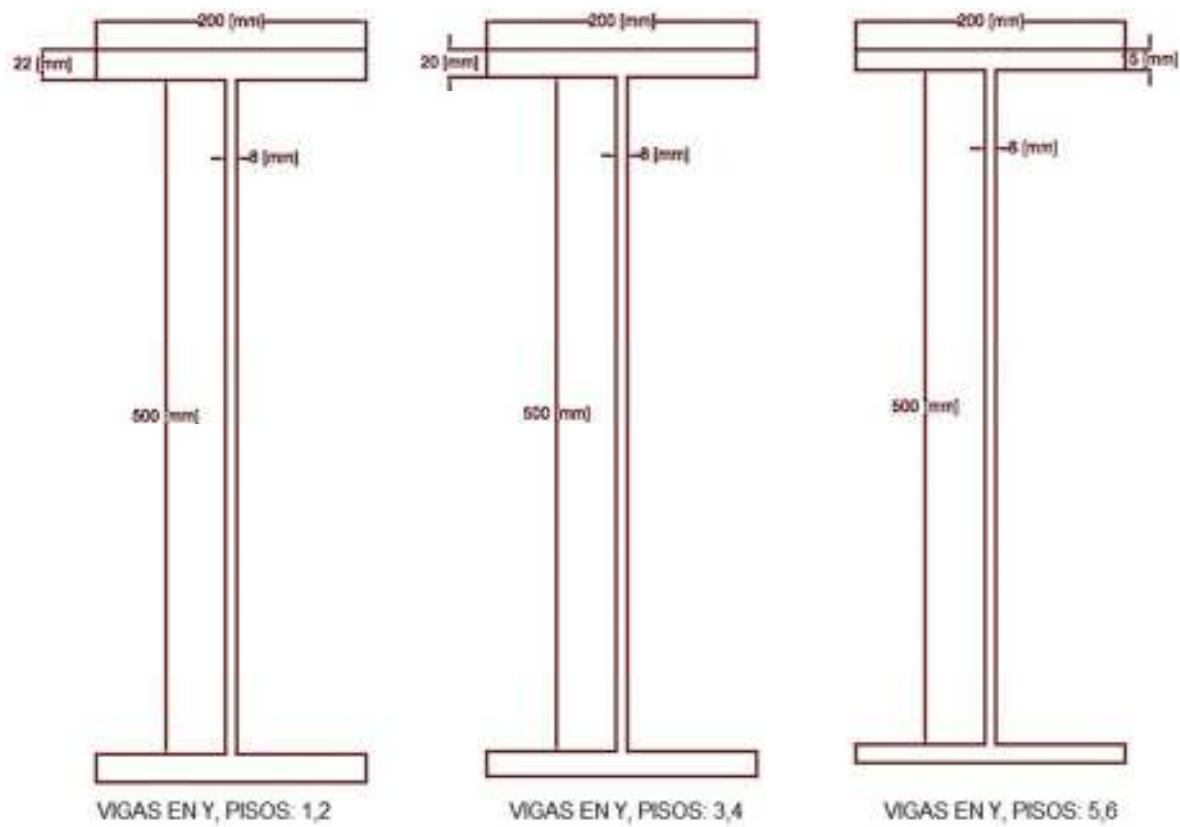


Figura 43. Dimensiones de diseño de vigas en eje y

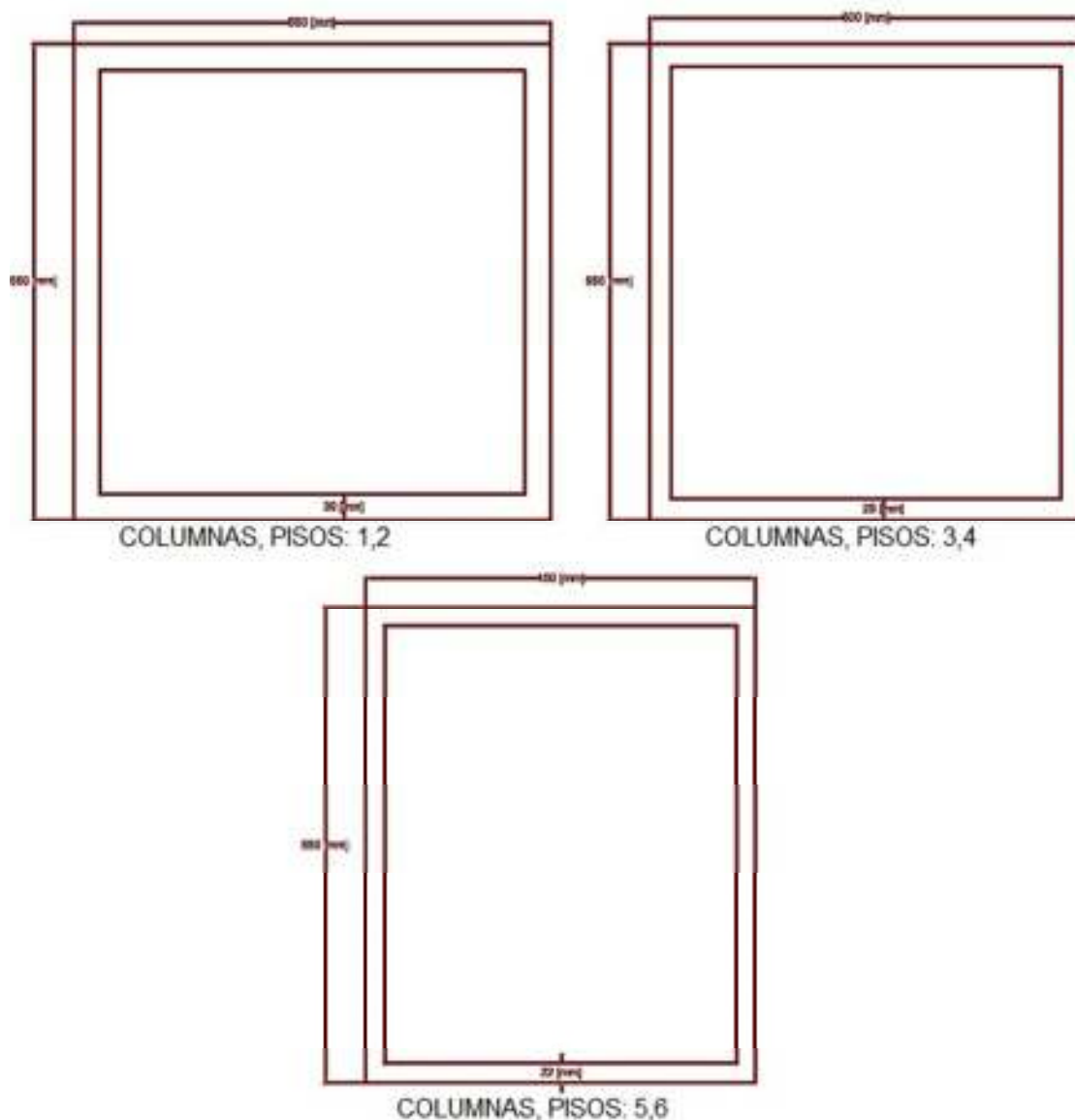


Figura 44. Dimensiones de diseño de columnas

Se puede ver como estos diseños cumplen también con las relaciones ancho-espesor establecidas anteriormente (ver Tabla 12) y además cumplen con el requerimiento de ser una sección compacta. Una vez ya obtenidos las dimensiones finales de los elementos viga y columna, se puede realizar el diseño de las conexiones a momento viga-columna, que en este caso serán tipo Reduced Beam Section (RBS).

VIGAS		Patines		Alma	
		b/t	$\lambda_{ps}$	h/tw	$\lambda_{ps}$
En X	Piso 1 y 2	4.8	9.79	60	80
	Piso 3 y 4	5.45			
	Piso 5 y 6	4.75			
En Y	Piso 1 y 2	4.36		62.5	
	Piso 3 y 4	4.8			
	Piso 5 y 6	6.4			

COLUMNAS		
	b/t	$\lambda_{ps}$
Piso 1-6	16.33	20.89

Tabla 12. Relaciones Ancho-Espesor de vigas y columnas definitivas

### 3.1.2 Parámetros previos al diseño de conexión a momento viga-columna tipo Reduced Beam Section (RBS)

Previamente al diseño de la conexión, hay consideraciones generales de diseño importantes que se deberán tomar en cuenta para el éxito de la misma sin importar que conexión precalificada se vaya a usar, tal como lo especifica la norma ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” y además la ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”.

Una de las principales características a tomar en cuenta es que las conexiones se deberán considerar como totalmente restringidas para el análisis sismo resistente. Las vigas que lleguen a la conexión, que con casi en su gran mayoría son fabricadas con planchas de acero importadas, deberán estar unidas entre el alma y patín con soldadura de ranura de penetración completa, adicionalmente se hará una soldadura

de filete de reforzamiento en la zona que comprende desde el fin de la viga hasta una distancia no menor a un peralte de la viga más allá de la rótula plástica, a menos que se indique lo contrario en la conexión precalificada a utilizarse. El tamaño mínimo de las soldaduras será el menor entre 8 mm y el espesor del alma de la viga (para nuestro caso será 8 mm).

En el caso de las columnas, el caso más típico del Ecuador que son las columnas fabricadas tipo cajón, las cuales deberán conformar plenamente la provisión sísmica como además, cumplir la relación ancho-espesor máxima,  $b/t$ , de las placas usadas como patines de  $0.6\sqrt{E/F_y}$ , donde  $b$  será la mayor distancia entre placas (nuestro caso es 550 [mm] y se pudo ver que si cumple con este requerimiento). En la zona que comprende desde los patines de la viga hasta 300 mm arriba y abajo en cada caso, las soldaduras de la columna tipo cajón deberán ser de ranura de penetración completa (ver Figura 45). Fuera de esta zona, podrán ser soldaduras continuas de filete o de ranura de penetración parcial.

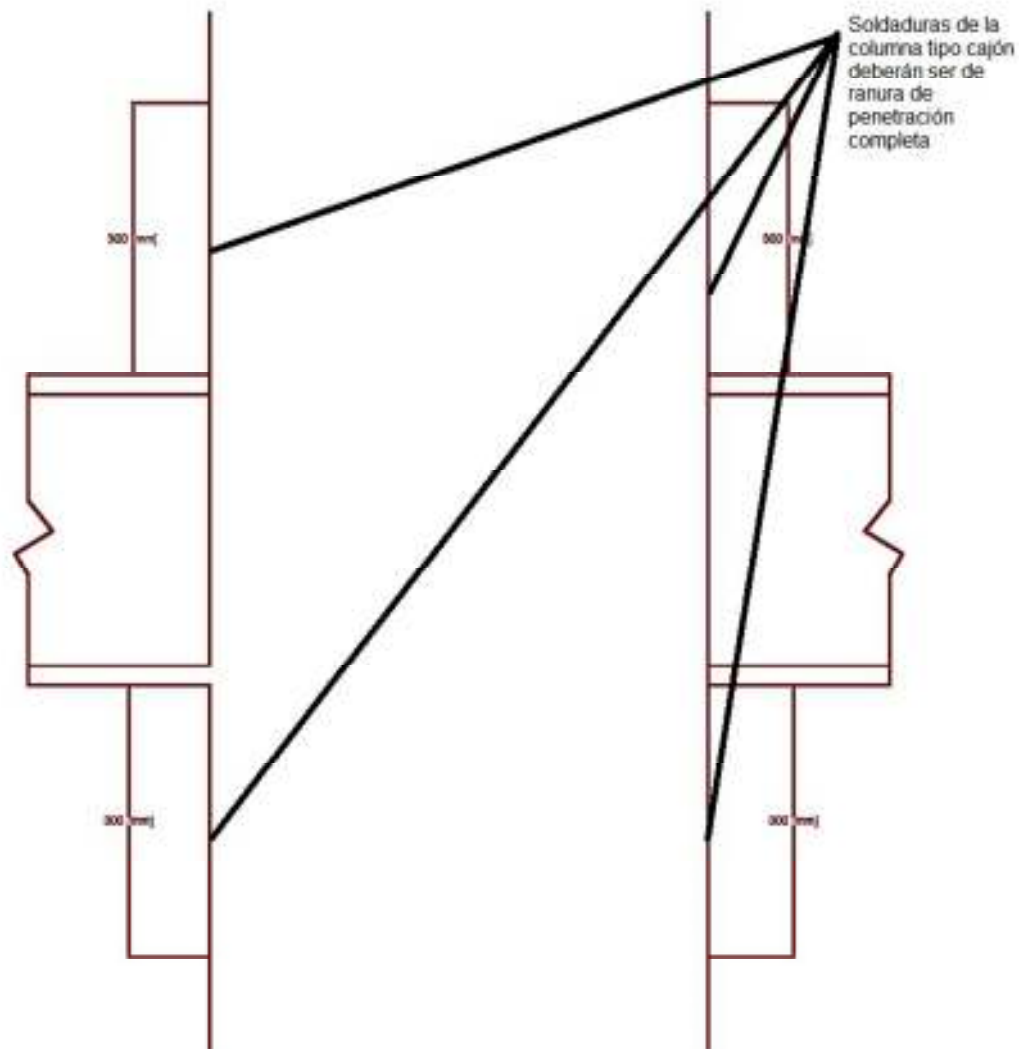


Figura 45. Ubicación de soldadura de ranura tipo penetración completa en la fabricación de columnas

Se deberán aplicar los parámetros del diseño de la conexión, los cuales igualmente son generales, independientemente del tipo de conexión precalificada que se utilice. El momento máximo probable en la rótula plástica ( $M_{pr}$ ) se lo calculará de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$



Dónde:

$R_y$ : Relación de esfuerzo de fluencia esperado con mínimo esfuerzo de fluencia especificado

$F_y$ : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado [MPa]

$Z_e$ : Modulo plástico de la sección (o conexión) efectivo en la ubicación de la rótula plástica [ $mm^3$ ]

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

Las placas de continuidad y zonas panel deben conformar los requerimientos que se especifica en la provisión sísmica. Las zonas protegidas de la viga deberán ser definidas como el área desde la cara de la columna hasta la mitad de peralte de la viga más allá de la rótula plástica. Serán definidas de esta forma a menos que para la conexión precalificada en cuestión indique algo diferente.

Además de requerimientos de diseño, también hay los requerimientos de soldadura que son de gran importancia, los cuales todos van todos aplicados a todas las conexiones precalificadas, regidas por la norma ANSI/AISC 341, a menos que se diga algo distinto en cada caso en particular. Un requerimiento esencial, es remover la placa de respaldo que se coloca en el patín inferior de la viga el momento de soldarla. Después de remover la placa de respaldo, se deberá realizar una prueba (podría ser ultrasonido) de calidad de soldadura, y después realizar una soldadura de refuerzo de filete. El tamaño de esta soldadura de refuerzo de filete deberá ser mínimo de 8 mm, y

la base de metal de la soldadura deberá estar ubicada en el patín de la viga. En el patín superior de la viga, se puede dejar la placa de respaldo, con la condición que esta placa sea continua con un mínimo de 8 mm. Al colocar las placas de respaldo, estas no deberán soldarse por debajo del patín de la viga, sino a la columna, tampoco se permitirán puntos de suelda en esa región. Si se usan placas de respaldo no fusibles (como las platinas de cobre), se deberá hacer la soldadura de refuerzo al retirar dichos respaldos.

### 3.1.3 Diseño conexión a momento viga-columna tipo Reduced Beam Section (RBS)

Se mostrará a través de un ejemplo, de una edificación típica de acero en el Ecuador, la forma de diseñar las conexiones a momento viga-columna de este edificio. Se expondrán las limitaciones y los pasos a seguir para el diseño según lo que expone la norma ANSI/AISC 358 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications". Se tomará para este diseño la conexión a momento viga-columna del primer piso del edificio, el nudo donde llega la columna HS 550X550X30 y la viga en el eje X de características en el alma de 600x10 y patines 250x25, ver en la Figura 46 la ubicación de la conexión a diseñarse.

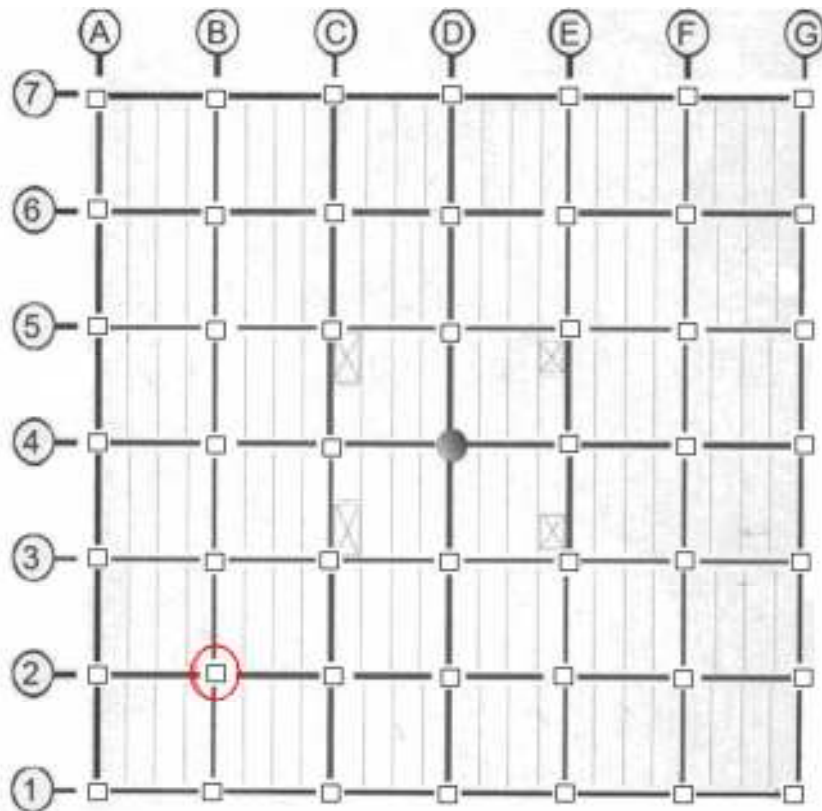


Figura 46. Ubicación de la conexión a diseñarse (primera planta)

### 3.1.3.1 Limitaciones para las conexiones precalificadas tipo RBS

La conexión a momento tipo RBS (ver Figura 47) consiste en realizar un corte en los patines de la viga, a una distancia determinada de la conexión viga-columna, para forzar a la creación de la rótula plástica de la viga en esa zona.

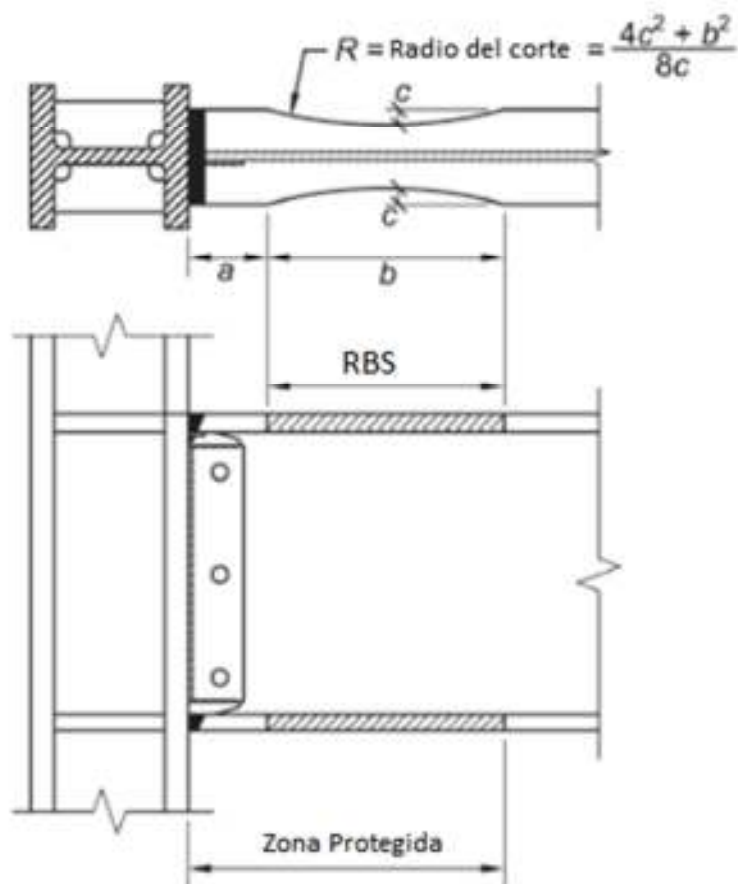


Figura 47. Configuración de Conexión RBS

Para realizar este tipo de conexión, hay ciertos límites que se deberán considerar las cuales provienen de la norma ANSI/AISC 358-10 a partir de los ensayos que respaldan este documento. Primero se revisarán las limitaciones de las vigas:

- ✓ El peralte de la viga estará limitado a las vigas W36 (W920)
- ✓ El peso máximo de la viga es de 447 kg/m (300 lb/pie).
- ✓ Espesores de los patines de la viga no mayores a 44 mm.
- ✓ La relación luz-peralte de la viga deberá tener como límite un valor de 7 o más.
- ✓ La zona protegida consistirá la porción desde la cara de la columna hasta el final del corte de la RBS.

Limitaciones de las columnas:

- ✓ La viga deberá ser conectada al patín de la columna.
- ✓ En las columnas tipo cajón no podrán tener ancho o peralte que excedo los 610 mm.
- ✓ No hay límite para el peso máximo de las columnas.
- ✓ No hay límites para espesores de las columnas.

Relación de momentos columna-viga:

- ✓ Para pórticos especiales a momento se deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + M_{uv})$$

Dónde:

$\sum M_{pb}^*$ : La sumatoria de los momentos nominales probables de las vigas que

llegue a este nodo

$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$  . Donde  $M_{pr}$  es momento máximo probable descrito anteriormente.

$M_{uv} = V_{RBS} \left( a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$ . Donde a y b son los cortes realizados,  $V_{RBS}$  es el cortante producido por la viga y  $d_c$  es el peralte de la columna.

Limitaciones de soldadura en la unión de patines viga-columna:

- ✓ Los patines de la viga deberán ser conectados a la columna mediante soldadura de demanda crítica de ranura por penetración completa.

Limitaciones en la conexión del alma de la viga con columna:

- ✓ El alma de la viga deberá ser conectado con la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa extendiendo la suelda hasta los huecos de acceso. Se deberá utilizar una placa de conexión, la cual deberá tener como mínimo un espesor de 10 mm.

Fabricación de los cortes en los patines de la viga:

- ✓ Se deberá realizar los cortes mediante cortes termales, para poder producir una curva delicada. A todo momento el corte deberá ser circular, para minimizar los efectos de cambios abruptos en la sección de la viga. La tolerancia del corte termal será de  $\pm 6 [mm]$  de la línea teórica de corte. Para reparaciones por cortes hechos incorrectamente, dirigirse a la especificación ANSI/AISC 358 el capítulo de RBS.

#### 3.1.3.4. Cumplimiento de las limitaciones para la conexión en cuestión

Cumplimiento de las vigas:

- ✓ El mayor peralte de las vigas del diseño de nuestro edificio fue de  $600 + 2 \cdot 25 = 650$  mm, el cual es un menor peralte que una viga W36 que tiene un peralte de 1078 mm.
- ✓ El peso máximo de este tipo de viga, es de 145 kg/m, mucho menor que el permitido que es 447 kg/m.
- ✓ El espesor de los patines de la viga que tiene el mayor espesor es de 25 mm, menor del límite que es 44 mm.
- ✓ La relación luz-peralte de estas vigas es de  $\frac{9.15 [m]}{0.65 [m]} = 14.7$ , lo cual es mayor al límite mínimo de 7.

- ✓ La relación ancho-espesor de estas vigas son de  $\frac{b_{tf}}{2t_f} = 5$  cumple al ser menor que  $0.64\sqrt{E/F_y} * 1,15 = 20.885$
- ✓ La zona protegida se tomará en cuenta desde la cara final de la columna, hasta donde termine el corte de la RBS

Cumplimiento de las columnas:

- ✓ La viga se conectará al patín de la columna tipo cajón.
- ✓ El ancho o peralte de las columnas de los primeros pisos es de 550 mm, siendo el máximo 610 mm.

Relación de momentos columna-viga:

- ✓  $\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + M_{uv})$ , se verificará posteriormente, cuando se hayan determinado los valores de a y b que son los valores para realizar los cortes en los patines de la viga.

Las demás limitaciones de soldadura en la unión de patines viga-columna, en la conexión del alma de la viga con columna y fabricación de los cortes en los patines de la viga serán especificadas por parte del diseñador en los planos, para poder transmitir estos diseños al constructor/fabricador.

### 3.1.3.3. Procedimiento para el diseño de la RBS

- Se deberán escoger valores al azar para a, b y c, pero que estén dentro de los siguientes rangos (ver Figura 48 donde se ve el dimensionamiento de los cortes):

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

Dónde:

$b_{bf}$ : Ancho del patín de la viga

$d$ : Peralte de la viga

$a$ : Distancia horizontal desde la cara de la columna hasta el inicio del corte del RBS

$b$ : Largo del corte RBS

$c$ : Profundidad del corte en el centro de la RBS

✚ En el caso del ejemplo se escoge:

$$a = 0.5b_{bf} = 0.5(25) = 12.5 \text{ [cm]}$$

$$b = 0.78d = 0.78(65) = 50.7 \text{ [cm]}$$

$$c = 0.20b_{bf} = 0.20(25) = 5 \text{ [cm]}$$

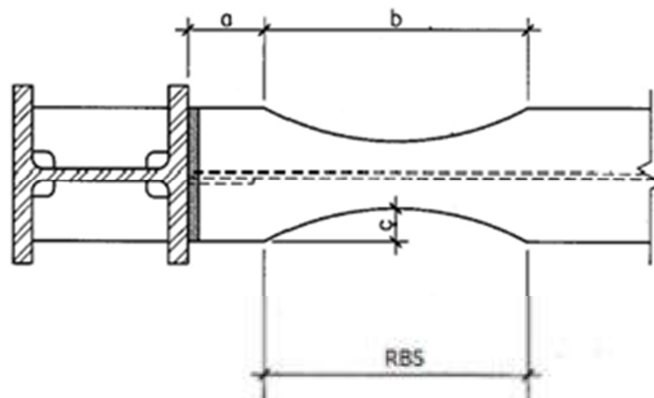


Figura 48. Dimensionamientos de los cortes a realizarse en los patines de la viga

- Se calcula el modulo plástico de la sección en el centro de RBS ( $Z_{RBS}$ ), se lo hace mediante la siguiente expresión:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

Dónde:



$Z_x$ : modulo plástico de la sección alrededor del eje x, para la sección completa (sin aplicar el corte de RBS)

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

✚ En el caso del ejemplo:

$$Z_{RBS} = 4806 \text{ cm}^3 - 2(5)(2.5)(65 - 2.5) = 3,243.5 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Nota: El modulo plástico de la sección alrededor del eje x, para la sección completa se lo obtuvo del libro del LRFD, donde se encontró la sección W24X103, la cual es la más parecida a nuestro caso.

- Se calcula el momento máximo probable,  $M_{pr}$ , en el centro del RBS.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$$

✚ En el caso del ejemplo:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} < 1.2 = \frac{250 \text{ [MPa]} + 550 \text{ [MPa]}}{2(250 \text{ [MPa]})} = 1.6 \text{ Por lo tanto } \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pr} = (1.2)(1.3) \left( \frac{2.5}{100} \right) (3243.5) = 126.5 \text{ [ton - m]}$$

- Calcular la fuerza de cortante ( $V_{RBS}$ ) que actúa en el centro de la RBS en cada extremo de la viga. Esto se hará a partir de realizar in diagrama de cuerpo libre de la viga. En ese diagrama de cuerpo libre se deberá asumir que el momento en el centro de RBS es  $M_{pr}$  y deberá incluir cargas de gravedad actuando en la viga como también el cortante producido por el sismo. Se calculara a partir de la siguiente expresión:

$$V_{RBS} = V_{gravedad} + V_{sismo}$$

$$V_{gravedad} = \frac{(1.2CM + 0.5CV)L'}{2}$$

$$V_{sismo} = \frac{2M_{pr}}{L'}$$

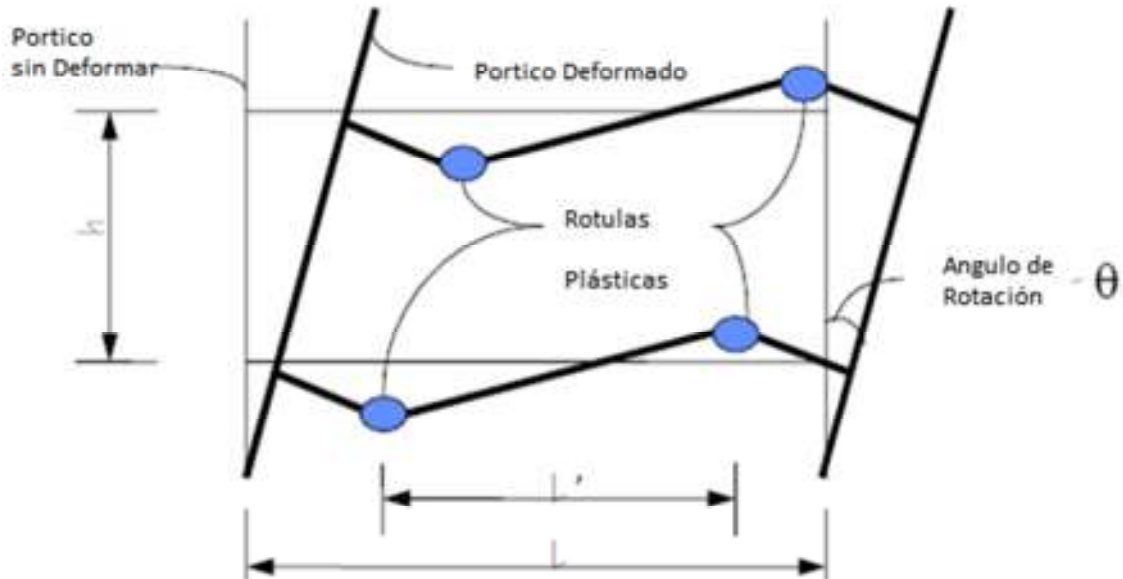


Figura 49. Longitudes para PEARM en el cálculo de RBS

✚ En el caso del ejemplo:

$$\begin{aligned} V_{RBS} &= \frac{(1.2CM + 0.5CV)L'}{2} + \frac{2M_{pr}}{L'} \\ &= \frac{(1.2(6.68) + 0.5(4))(9.15 - 2(0.125))}{2} + \frac{2(126.5)}{(9.15 - 2(0.125))} = 73 \text{ [ton]} \end{aligned}$$

- Calcular el momento máximo probable en la cara de la columna ( $M_f$ ). Este momento se deberá calcular haciendo un diagrama de cuerpo libre entre el centro de RBS y la cara de la columna, como el que se muestra en la Figura 50.

La cual se puede expresar de la siguiente manera:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}(S_h)$$

Donde  $S_h$  (ubicación de la creación de la rótula plástica en la viga) es la distancia de la cara de la columna hasta la mitad de la RBS, y puede expresarse de la siguiente forma:

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

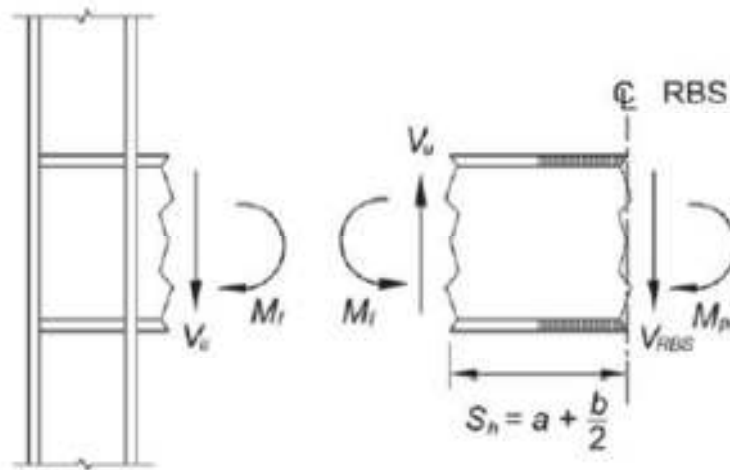


Figura 50. Diagrama de Cuerpo Libre entre el centro de RBS y la cara de la columna

✚ En el caso del ejemplo:

$$M_f = 126.5 + 73 \left( 0.125 + \frac{0.52}{2} \right) = 154.605 \text{ [ton - m]}$$

- Se calcula el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado mediante la siguiente formulación:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

✚ En el caso del ejemplo:

$$M_{pe} = 1.3 \left( \frac{2.5}{100} \right) (4806) = 156.2 \text{ [ton - m]}$$

- Para que la conexión cumpla se debe determinar el esfuerzo de flexión de la viga en la cara de la columna mediante la siguiente igualdad:

$$M_f \leq \Phi_d(M_{pe})$$

Si no cumple la igualdad, se deberán hacer ajustes en los valores tomados aleatoriamente de a, b y c.

✚ En el caso del nuestro ejemplo:

$$154.605 \text{ [ton - m]} \leq 1.0(156.2 \text{ [ton - m]})$$

La condición si cumple, por lo tanto el diseño es aceptable y el dimensionamiento de los cortes a realizar se parecía en la Figura 51.

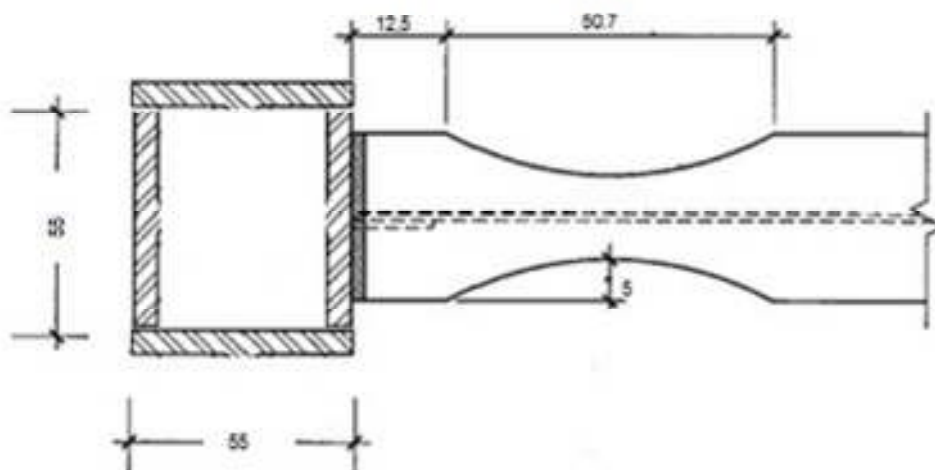


Figura 51. Dimensiones del diseño final para el RBS

## 4. Implementación de Conexiones Pre-Calificadas en el Ecuador

### 4.1. Generalidades

Como en el Ecuador se utilizan, y se utilizarán a mayor escala en un futuro, los Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) como el principal tipo de estructura como Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas hechos de material de acero, y debido a los antecedentes, justificación, e importancia que tiene las

conexiones viga-columna en este tipo de estructuras para su buen desempeño sismo resistente, se necesita una implementación de conexiones viga-columna que garanticen su buen desempeño estructural de los PEARM bajo cargas sísmicas cíclicas en el Ecuador.

Existen dos posibilidades para garantizar el buen desempeño de las conexiones resistentes a momentos vigas-columnas de un PEARM. La primera es la utilización de las conexiones pre calificadas de la norma americana ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” ya que tienen un gran respaldo, en términos de calidad y cantidad, de estudios durante muchos años las cuales se sustentan con ensayos en laboratorios, estudios analíticos, evaluación y revisiones por parte de académicos y profesionales especializados en estructuras sismo resistentes de acero. Todos estos respaldos deberán satisfacer los requerimientos explicados en el capítulo 2.2.1.4.2. La segunda opción que se plantea para la implementación de conexiones pre calificadas en Ecuador, es la realización de ensayos bajo cargas cíclicas para la calificación de dichas conexiones viga-columna como conexiones calificadas para tener un buen desempeño sísmico según los requerimientos explicados en el capítulo 2.2.1.4.2.

#### 4.2. Utilización de Conexiones Pre Calificadas – ANSI/AISC 358

Como se ha explicado anteriormente, la utilización de la norma ANSI/AISC 358 es totalmente valida por la confiabilidad y respaldo que tiene. Es una norma que está basada bajo estudios realizada por profesionales, académicos y agencias de mucha experiencia y conocimiento en estructuras de acero sismo resistentes, las

cuales garantizan que la norma se la utilice para el diseño de forma segura. De acuerdo a varias entrevistas con profesionales y académicos expertos en estructuras de acero sismo resistentes en el Ecuador, han expresado su acuerdo en utilizar la norma americana en el Ecuador debido a la similitud de condiciones sísmicas que existen entre ambos países (especialmente entre las regiones más críticas como lo son la costa ecuatoriana y la costa oeste americana) y además por la calidad de dicha norma.

#### 4.3. Ensayos bajo cargas cíclicas para la calificación de conexiones viga-columna

Se realizarán ensayos de laboratorio en conexiones resistentes a momentos viga-columna para poder satisfacer de forma práctica y empírica que la conexión satisface los requerimientos de esfuerzos y derivas de piso explicados en el capítulo 2.2.1.4.2. Estos ensayos involucrarán los métodos que se utilicen para su diseño, detallamiento, utilización de materiales y construcción. Se requiere la realización de estos ensayos para observar el comportamiento real de las conexiones bajo cargas cíclicas provenientes de sismos, ya que la confiabilidad del desempeño de las conexiones es baja si solamente se hacen estudios analíticos. Se debe estar consciente que muchos de los factores que afectan al desempeño de las conexiones bajo cargas sísmicas no están completamente entendidos, pero al realizar este tipo de estudios se aumenta la probabilidad de un buen desempeño sísmico de la conexión. Se recomienda hacer la calificación de conexiones únicamente en el caso de que no se pueda utilizar las conexiones precalificadas de la norma ANSI/AISC 358 ya que son ensayos costosos y además requieren de exactitud, experiencia y equipamiento. Para el caso del Ecuador, estos ensayos deberán ser evaluados por personal calificado y

entendido sobre las estructuras sismo resistente de acero, por lo cual se recomendaría que la Norma Ecuatoriana de la Construcción designe un panel de personas que sean capaces de realizar, evaluar y aprobar la calificación de las conexiones puestas a prueba en laboratorio siguiendo las especificaciones de la norma americana ANSI/AISC 341 y recomendaciones de la FEMA 350 que están resumidas y homologarlas para el Ecuador en los siguientes capítulos.

#### 4.3.1. Requerimientos de ensamble para ensayos de laboratorio

El ensamble de las conexiones viga-columna para los ensayos en laboratorio deberá ser casi una réplica a las que realmente se van a utilizar en el PEARM y deberán estar de acuerdo a los siguientes parámetros que especifica la FEMA350 y la norma ANSI/AISC 341:

- a) El espécimen a prueba deberá consistir de al menos una columna con vigas a un lado o ambos lados de dicha columna.
- b) Los puntos de inflexión (rótulas plásticas) del espécimen a prueba deberán coincidir aproximadamente con los anticipados en la conexión verdadera.
- c) La carga puede ser aplicada el final de la viga o al final de la columna, sin necesidad de una carga axial a la columna (SAC Joint, 2007), a menos de que sea una carga axial representativa y modele un caso más real al esperado.

#### 4.3.2. Variables Esenciales durante los Ensayos

El espécimen a prueba deberá ser lo más parecido al real en términos de métodos y propiedades de:

- a) Diseños

- b) Detallamiento
- c) Construcción
- d) Materiales

#### 4.3.2.1. Fuentes de la rotación inelástica

La rotación inelástica deberá ser calculada en base al análisis de deformaciones del espécimen. Las fuentes de la rotación inelástica incluyen la fluencia de los miembros, la fluencia de los elementos de la conexión y el deslizamiento entre los miembros y los elementos de la conexión. Según la norma ANSI/AISC 341, para PEARM las conexiones viga-columna, la rotación inelástica estará calculada en base a los supuestos de que la rotación estará concentrada en un único punto ubicado en la intersección del eje baricéntrico entre la columna y viga. El porcentaje de la rotación inelástica desarrollada en el espécimen a prueba en cada miembro o elementos en la conexión deberá diferir hasta un 25% de la rotación anticipada en la conexión real en sus miembros o elementos de la conexión. Todo esto se puede resumir, en querer asegurar que la rotación inelástica del espécimen a prueba desarrolle la rotación en los mismos miembros y elementos de conexión que se anticipaba en la conexión real.

#### 4.3.2.2. Tamaño de los miembros

Según el suplemento sísmico de las estructuras sismo resistentes de acero (ANSI/AISC 341) y la publicación FEMA, los tamaños de la viga en cuestión (espécimen a prueba) deberá tener ciertos límites:

- a) El peralte de la viga en el espécimen a prueba no deberá ser menor al 90% del peralte de la viga real.



- b) El peso por longitud de la viga en cuestión (espécimen a prueba) no deberá ser menor al 75% del peso por longitud de la viga real.

Para las propiedades de la columna en cuestión (espécimen a prueba) deberá tener las siguientes propiedades:

- a) La sección de la columna en cuestión (espécimen a prueba) deberá representar la acción inelástica de la columna real (a escala si es el caso).
- b) El peralte de la columna (en ser una viga tipo I) en el espécimen a prueba no deberá ser menor al 90% del peralte de la columna real.

El propósito de estas limitaciones es que los tamaños de las secciones de los miembros del espécimen a prueba sean lo más prácticamente parecidos al real y así poder tener consecuencias y efectos en el espécimen adecuados al desempeño de las conexiones reales.

#### 4.3.2.3. Detallamiento de la conexión

El detallamiento utilizado en el espécimen a prueba deberá representar el detallamiento que tiene la conexión real los más cercano posible. Los elementos utilizados en el espécimen de prueba deberán ser una representación a escala de los elementos de la conexión real.

#### 4.3.2.4. Placas de continuidad

El tamaño y los detalles de conexión de las placas de continuidad usados en el espécimen a prueba deberán ser a escala y los más parecidos con el tamaño y detalles de conexión de la placa de continuidad real.

#### 4.3.2.5. Esfuerzo del acero

Los siguientes requerimientos necesitan cumplirse para miembros y elementos de la conexión del espécimen a prueba según el suplemento sísmico de las estructuras de acero de Estados Unidos en la ANSI/AISC 341

#### 4.3.2.6. Soldaduras

Las soldaduras deberán realizarse bajo los siguientes requerimientos:

- a) La soldadura deberá realizarse en conformidad con las Especificaciones del Procedimiento de Soldadura - Welding Procedure Specification (WPS) de la norma de la American Welding Society (AWS) en el capítulo D1.1/D1.1M que es el capítulo para soldaduras estructurales.
- b) Los esfuerzos de tensión usados en la soldadura deberán ser los mismos a utilizarse en la soldadura de la conexión real.
- c) Utilizar la provisión sísmica para soldaduras estructurales, la cual es la norma AWS 1.8/D1.8M
- d) La posición de soldaduras en el espécimen a prueba deberán ser los mismos que en la conexión real.
- e) Detallamiento de la placa de respaldo (en el caso de remoción), agujeros de acceso y similares, deberán ser los mismos en el espécimen a prueba y en la conexión real.
- f) Métodos de inspección, ensayos no destructivos y estándares de aceptación usados en el espécimen a prueba, deberán ser los mismos a utilizarse en las soldaduras de la conexión real.

El propósito de esta sección es asegurarse que las soldaduras en el espécimen a prueba, sea una réplica (dentro de lo posible) de la conexión real.

#### 4.3.3. Cargas cíclicas

Las cargas cíclicas a utilizarse para los ensayos de laboratorios de los especímenes, se deberán tomar de los estudios realizados por parte de la FEMA y SAC, el documento llamado “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of a Beam Column Connection Test and Other Experimental Specimens” (SAC, 1997) que es de forma resumida lo que se presentará en el capítulo 4.3.3.1. Este documento propondrá el detallamiento de la secuencia de la aplicación de las cargas. La secuencia de las cargas a aplicarse, no intenta representar las demandas de los movimientos telúricos de algún sismo en particular, por lo contrario, esta secuencia está desarrollada en base a una serie histórica de análisis no-lineales de estructuras PEARM orientadas a sismos esperados en las zonas de mayor riesgo sísmico en Estados Unidos. Se deberá hacer referencia a este documento ya que es una publicación de un estudio de gran calidad y cantidad de respaldo, con el cual se hicieron las pruebas para realizar el documento de las conexiones pre calificadas.

##### 4.3.3.1. Secuencia de las cargas cíclicas

Se deberá utilizar esta secuencia de cargas cíclicas que es un resumen del documento publicado por la SAC documento llamado “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of a Beam Column Connection Test and Other Experimental Specimens” (SAC, 1997) o podrá ser una secuencia de cargas cíclicas diferente, que se logre demostrar que es equivalente o de mayor severidad que las que

se muestran a continuación. Estas secuencia de cargas cíclicas estará controlada por la deriva de piso,  $\theta$ , impuesta por el espécimen a prueba, como se especifica a continuación:

1) 6 ciclos a  $\theta = 0.00375$  [*radianes*]

2) 6 ciclos a  $\theta = 0.005$  [*radianes*]

3) 6 ciclos a  $\theta = 0.0075$  [*radianes*]

4) 4 ciclos a  $\theta = 0.01$  [*radianes*]

5) 2 ciclos a  $\theta = 0.015$  [*radianes*]

6) 2 ciclos a  $\theta = 0.02$  [*radianes*]

7) 2 ciclos a  $\theta = 0.03$  [*radianes*]

8) 2 ciclos a  $\theta = 0.04$  [*radianes*]

9) 2 ciclos a  $\theta = 0.05$  [*radianes*]

10) 2 ciclos a  $\theta = 0.06$  [*radianes*]

11)... Se continua con 2 ciclos, aumentando  $\theta = 0.06$  [*radianes*] cada vez

#### 4.3.4. Instrumentación

La instrumentación necesaria será la que permita realizar las siguientes mediciones y cálculos en el espécimen, mediciones que además se deberán escribir en forma de un reporte de resultados de la prueba de laboratorio:

- a) Dibujo y descripción clara del ensamblaje de la muestra a probarse, incluyendo dimensiones, ubicación de cargas y puntos de reacción
- b) Dibujo de todos los detallamiento de la conexión a prueba tales como tamaño de los miembros, tipo de acero, detallamiento de soldadura, y demás.

- c) La lista de las cargas cíclicas aplicadas
- d) La lista de todas las soldaduras asignadas como soldaduras críticas
- e) Definición de la zona protegida en términos de los miembros y conexión
- f) Gráfico de la carga aplicada versus el desplazamiento del espécimen a prueba.  
El desplazamiento deberá ser medido cerca o en el punto de la aplicación de las cargas. Se deberá mostrar claramente donde fue la carga aplicada y la medición de desplazamiento
- g) Gráfico del momento de la viga versus la deriva de piso. El momento deberá ser calculado con respecto al eje baricentrico de la columna.
- h) La deriva de piso y la rotación inelástica total desarrollada por la conexión.
- i) Lista cronológica de cualquier observación durante los ensayos tales como fluencia, resbalamiento, inestabilidad, ruptura, etc.
- j) Las especificaciones del procedimiento de soldadura y reportes de inspección de soldadura.

Para analizar la posibilidad de realizar este tipo de pruebas en el Ecuador, que cumplan con todos los requerimientos enlistados en la parte superior, se entrevistó al Director del mayor y mejor laboratorio de estructuras del país, localizado en la Escuela Politécnica Nacional (EPN). El director del laboratorio de estructuras de la EPN, laboratorio también llamado "Laboratorio de la Vivienda", es el Ing. Patricio Placencia. Se realizó una entrevista con el Ing. Placencia, presentándole el proyecto sobre la implementación de conexiones pre calificadas en el Ecuador bajo la calificación en laboratorio, y expreso que el único laboratorio a nivel nacional capaz de cumplir con los requerimientos enlistados en el capítulo 4.3.4. es el de la EPN. El Ing. Placencia explicó

que el laboratorio de estructuras de la EPN tiene la infraestructura, equipamiento y personal para realizar los ensayos de calificación de las conexiones viga-columna.

En términos de infraestructura, el laboratorio tiene la capacidad de ensamblar miembros (vigas y columnas) con peraltes de hasta 2 metros. Este laboratorio además cuenta con el equipamiento necesario para realizar cargas cíclicas y mediciones de desplazamiento. Para las cargas cíclicas se utilizan gatos hidráulicos, los cuales en este laboratorio son los de mayor capacidad en el país (en relación a los demás laboratorios). Y para las mediciones, existen equipamientos con una precisión de hasta 0.1 milímetros para la medición de desplazamientos. En cuestión de personal, los ingenieros en cargados del laboratorio de estructuras tienen una amplia experiencia en el uso, mantenimiento y calibración del equipamiento como además una vasta experiencia en la redacción de reportes, informando sobre resultados de los ensayos realizados. Todos estos parámetros juntos, hacen al laboratorio de estructuras de la EPN el más adecuado para la realización de calificación de conexiones viga-columnas. En la Figura 52 se encuentra un esquema de cómo realizar el ensayo para la calificación de la conexión viga-columna exterior, y en la Figura 53 se ve la configuración real de un ensayo a realizarse en laboratorio para la calificación de una conexión viga-columna exterior. Además se puede observar el ensamblaje necesario para conexiones viga-columnas interiores (ver Figura 54 y Figura 55).

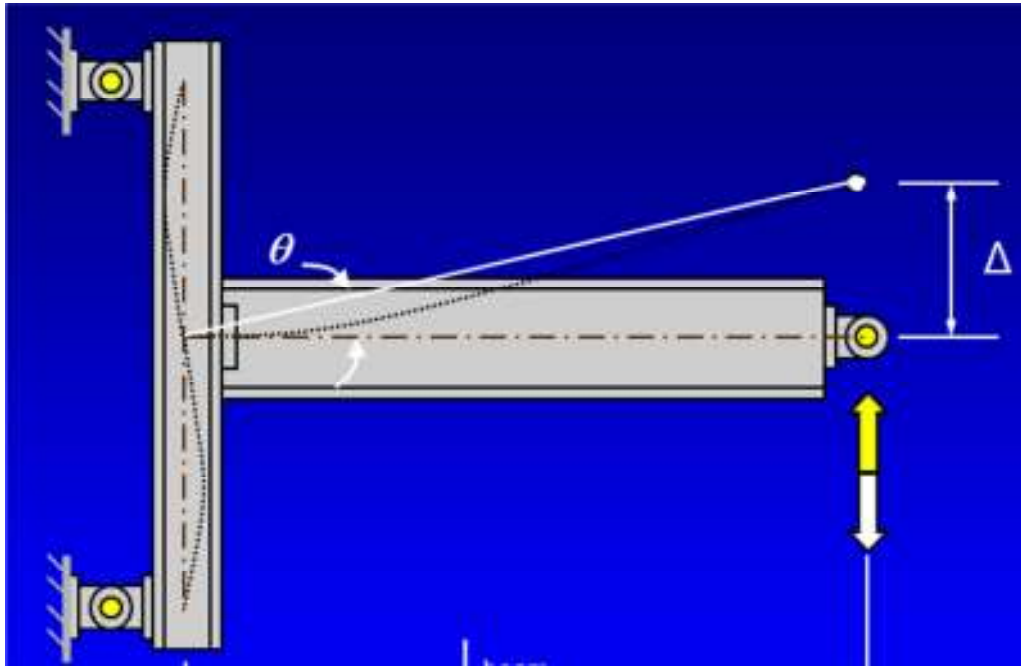


Figura 52. Esquema del ensayo a realizarse el laboratorio para calificación de conexión viga-columna exterior (Engelhardt, 2007)



Figura 53. Configuración real de un ensayo bajo cargas cíclicas para la calificación de una conexión viga-columna exterior (Engelhardt, 2007)

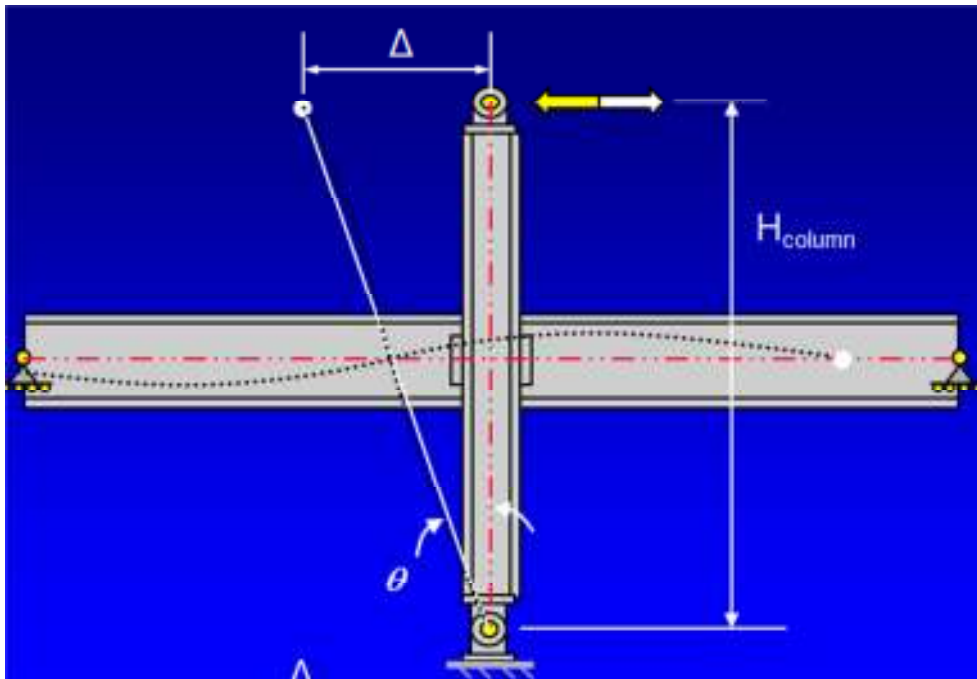


Figura 54. Esquema del ensayo a realizarse en el laboratorio para calificación de conexión viga-columna interior (Engelhardt, 2007)



Figura 55. Configuración real de un ensayo bajo cargas cíclicas para la calificación de una conexión viga-columna interior (Engelhardt, 2007)



#### 4.3.5. Criterio de Aceptación

Se aceptará los diseños de conexiones viga-columna, cumpliendo con el requerimiento de esfuerzo y deriva de piso descrito en el capítulo 2.2.1.4.2. Durante los ensayos, el espécimen a prueba deberá presentar la capacidad de soportar los requerimientos de deriva de piso por al menos un ciclo completo de cargas. Deberán haberse ejecutado por lo menos dos pruebas en el laboratorio con la misma configuración del espécimen (sin cambiar variables). Además se deberá observar el modo de falla que presente la conexión después de haber cumplido con la rotación inelástica límite, con el fin de controlar algún tipo de falla frágil en el caso de la ocurrencia de un sismo mayor al esperado.

### **5. Conclusiones y Recomendaciones**

Se concluye que es indispensable la implementación en el Ecuador de conexiones calificadas resistentes a momento viga-columna en Pórticos Especiales no Arriostrados de Acero Resistentes a Momento (PEARM) que tengan un respaldo que demuestre que la conexión viga-columna a utilizarse ha sido anteriormente ensayada en laboratorio bajo cargas cíclicas y que haya sido analizada, evaluada y revisada, ya sea mediante la utilización de conexiones precalificadas de la norma americana ANSI/AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” o mediante la calificación de la conexión viga-columna bajo cargas cíclicas en un laboratorio como se explicó en el capítulo 4.3. Se llega a esta conclusión al observar en las investigaciones realizadas en el mundo, el impacto sísmico que ha causado en los PEARM de otros países del

mundo, especialmente en Estados Unidos y Japón luego de los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). Fueron sismos que llevaron a la sismo resistencia de estructuras de acero a una nueva era, tras haber realizado muchas investigaciones durante años para lograr comprender los errores cometidos y obtener lecciones para un futuro.

El Ecuador al ser un país con un alto riesgo sísmico, y luego de analizar la realidad y la práctica de diseño y de construcción en edificaciones de acero en Quito y Guayaquil, se concluye que se debe realizar de manera urgente la implementación del diseño y construcción de conexiones viga-columna en edificaciones de tipo PEARM cumpliendo requisitos de diseño sismo-resistente modernos. Se piensa que se está a tiempo para dicha implementación, debido al poco índice de construcción de edificaciones de acero en el medio, por lo cual es una medida oportuna para que el comité técnico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción tome en cuenta y la socialice a gran escala. Es indispensable que en la nueva Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-11) se enfatice en mayor medida la obligatoriedad de las edificaciones de acero tipo PEARM de disponer de conexiones viga-columna pre calificadas o calificadas bajo cargas cíclicas.

Debido a la gran cantidad y calidad de documentación que tiene como respaldo la norma americana ANSI/AISC 358, es que se la hace referencia en muchos países del mundo, incluyendo los vecinos de Ecuador. La investigación detrás de esta norma es tal, que sería muy difícil realizar algo similar local o regionalmente. Se concluye que la mejor manera de obtener conexiones resistentes

a momento viga-columna que sean confiables, es la utilización de la norma ANSI/AISC 358 para la construcción de edificaciones de acero tipo PEARM. En la Tabla 13 se puede observar el tipo de conexiones precalificadas que propone la norma ANSI/AISC 358.

<b>Prequalified Moment Connections</b>		
<b>Connection Type</b>	<b>Chapter</b>	<b>Systems</b>
Reduced beam section (RBS)	5	SMF, IMF
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	6	SMF, IMF
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	6	SMF, IMF
Bolted flange plate (BFP)	7	SMF, IMF
Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)	8	SMF, IMF
Kaiser bolted bracket (KBB)	9	SMF, IMF
ConXtech ConXL moment connection (ConXL)	10	SMF, IMF

Tabla 13. Tipo de conexiones pre calificadas que propone la norma ANSI/AISC 358

La principal recomendación que se hace es la utilización de las conexiones pre calificadas tipo Reduce Beam Section (RBS), la cual está establecida por la ANSI/AISC 358. Se recomienda la utilización de este tipo de conexión antes que cualquier otra, por la facilidad que existe en su fabricación y diseño al utilizar la norma americana. Es una conexión que principalmente depende de su diseño, ya que los cortes a realizar son un trabajo bastante sencillo y es donde se induce que se produzca la rótula plástica. En este tipo de conexión la soldadura se vuelve un parámetro menos crítico para el buen desempeño sismo resistente de la conexión viga-columna, lo cual es crítico en el Ecuador por varias de las razones anotadas en esta tesis.

Se recomienda el uso de la conexión pre calificada tipo Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) únicamente en el caso de que se tenga personal altamente calificado. Es un tipo de conexión que depende enteramente de la mano de obra del soldador, lo cual, analizando la realidad ecuatoriana, es muy difícil. Es por esto que no se recomienda en esta tesis la utilización de ese tipo de conexión pre calificada, ya que la responsabilidad de que la conexión funcione como se anticipa es prácticamente del soldador.

Para el caso de las conexiones pre calificadas de tipo empernadas, no se recomienda su uso en el corto plazo. No se recomienda la utilización de estas conexiones debido a que en el país no existe maquinaria con la precisión necesaria para realizar este tipo de conexiones (Rojas, 2012), lo cual hace imposible su ejecución. En este tipo de conexiones se depende prácticamente de la realización de las perforaciones y de su precisión, lo cual este tipo de maquinaria requiere de grandes inversiones, que la industria privada ecuatoriana debe realizar para incursionar en el mundo de las estructuras apernadas (Rojas, 2012).

Para algún futuro cercano se recomendaría empezar la utilización de conexiones que hayan sido calificadas en laboratorios. No se recomienda el uso inmediato por la dificultad de ejecución de estos ensayos, a pesar de haber mostrado la disponibilidad de equipamiento en laboratorios de estructuras en el país para este tipo de ensayos, pero el problema radica en el panel de personal que esté a cargo de realizar la evaluación si la conexión es aceptada o no, y de los recursos necesarios para montar todo el proyecto de investigación. Es una responsabilidad bastante

grande por parte de este panel que califique las conexiones viga-columna, por lo cual se requeriría personal experimentado en este tipo de calificaciones, algo que no hay en el Ecuador (Rojas, 2012). En tal caso sería recomendable que el comité técnico de la NEC-11, especialice cierto personal calificado en este tipo de ensayos para poder realizar la calificación de las conexiones viga-columna de forma adecuada en algún futuro cercano.

Además se recomienda al comité que forma parte de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) el poner mucho énfasis en la obligatoriedad de la utilización de conexiones pre calificadas (o haberlas calificadas en laboratorio bajo cargas cíclicas). Una vez hecho oficial la publicación de dicha norma, será necesario realizar una campaña de socialización de la implementación de conexiones pre calificadas para profesionales diseñadores, fabricantes, constructores y fiscalizadores de edificaciones tipo PEARM. Esta socialización puede ser acompañada mediante campañas publicitarias, difusión gratuita de la norma entre empresas y hasta la realización de seminarios. Una vez que el medio involucrado en la construcción de edificaciones de acero tipo PEARM esté al tanto, se recomienda que se realicen estudios, investigaciones y futuras publicaciones en la norma de la construcción, sobre la rehabilitación de estructuras que no hayan sido construidas con normas sismo resistentes modernas que incluyan las conexiones pre calificadas, donde se recomienda que se haga referencia a publicaciones por parte de la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de Estados Unidos, específicamente en su publicación FEMA 351 “Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings” la cual trata sobre este tema.

## Bibliografía

- Alacero. (2008). *Diseño Sismo resistente de Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero (ILAFA).
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Design Manual*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 341-10. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 358-10. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- Armijos, M. R. (10 de Febrero de 2012). Conexiones a Momentos en Estructuras de Acero. (P. Roldós, Entrevistador)
- Armijos, R. (2011). Planos Estructurales Compañía Klaere. Guayaquil, Guayas.
- Cassagne, A. A. (Enero de 2009). Estado De La Práctica Del Diseño Y Construcción De Edificios Existentes De Acero Resistentes a Momento Y Recomendaciones Para La Construcción De Edificios Nuevos De Acero En La Ciudad De Guayaquil. Tesis. ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL. Guayaquil: ESPOL.
- Diario El Telégrafo. (30 de Noviembre de 2011). *El Telégrafo*. Recuperado el 20 de Febrero de 2012, de [http://www.eltelegrafo.com.ec/index.php?option=com\\_zoo&task=item&item\\_id=22266&Itemid=14](http://www.eltelegrafo.com.ec/index.php?option=com_zoo&task=item&item_id=22266&Itemid=14)
- Engelhardt, M. D. (Marzo de 2007). Moment Resisting Frames. *Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures*. Austin, Texas, Estados Unidos: University of Texas at Austin.
- ESACERO. (2008). *ESACERO Estructuras de Acero*. Recuperado el 02 de Febrero de 2012, de <http://www.esacero.com/>
- FEDIMETAL. (26 de Enero de 2012). Edificios de Acero en el País. (P. Roldós, Entrevistador)
- FEMA 350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Los Angeles: Federal Emergency Management Agency.

- Hewitt, C. M. (2008). Design Requirements for Prequalified Steel Moment Connections: *American Society of Civil Engineers Journal*.
- INN-NCh. (s.f.). *Instituto Nacional de Normalizacion*. Recuperado el 20 de Febrero de 2012, de <http://www.inn.cl/portada/index.php>
- Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional. (Febrero de 2010). *Instituto Geofísico - EPN*. Recuperado el 18 de Febrero de 2012, de <http://www.igepon.edu.ec/index.php/sismos/origen.html>
- NEC - 11. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. En *Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC - 11. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. En *Capítulo 5: Estructuras de Acero*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC - 11. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. En *Capítulo 3: Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEHRP Seismic Design Technical Brief. (s.f.). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. Richmond: National Institute of Standards and Technology .
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial de Colombia.
- Ospina, P. (5 de Febrero de 2012). Diseño, Fabricación y Construcción de Edificios de Acero. (P. Roldós, Entrevistador)
- Rojas, D. P. (10 de Febrero de 2012). Conexiones a Momentos en Estructuras de Acero. (P. Roldós, Entrevistador)
- Ronald O. Hamburger, J. O. (2008). Nuevo Suplemento para la Soldadura Sísmica AWS D1.8. *Welding Journal*, 38-42.
- SAC Joint. (2007). *The SAC Steel Project*. Recuperado el 2 de Marzo de 2012, de <http://www.sacsteel.org/>
- Yépez, D. F. (Septiembre de 2011). Clases USFQ: Diseño Sismo Resistente de Estructuras. (P. Roldós, Entrevistador)

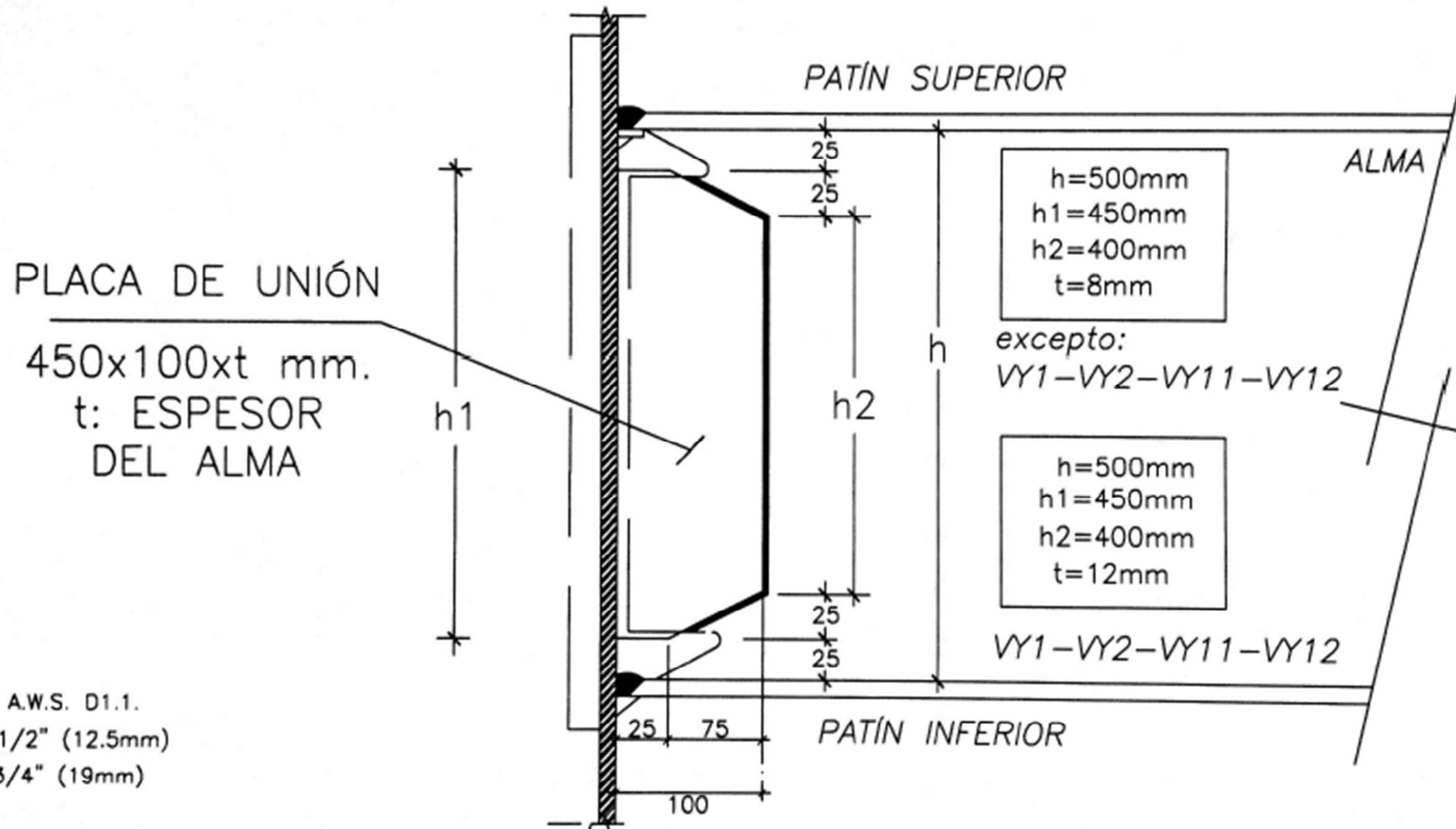




ANEXO 2. Buenas prácticas de diseño sismo resistente: Detalle de Placa de Unión

# CONEXIÓN SÍSMICA VIGA-COLUMNA

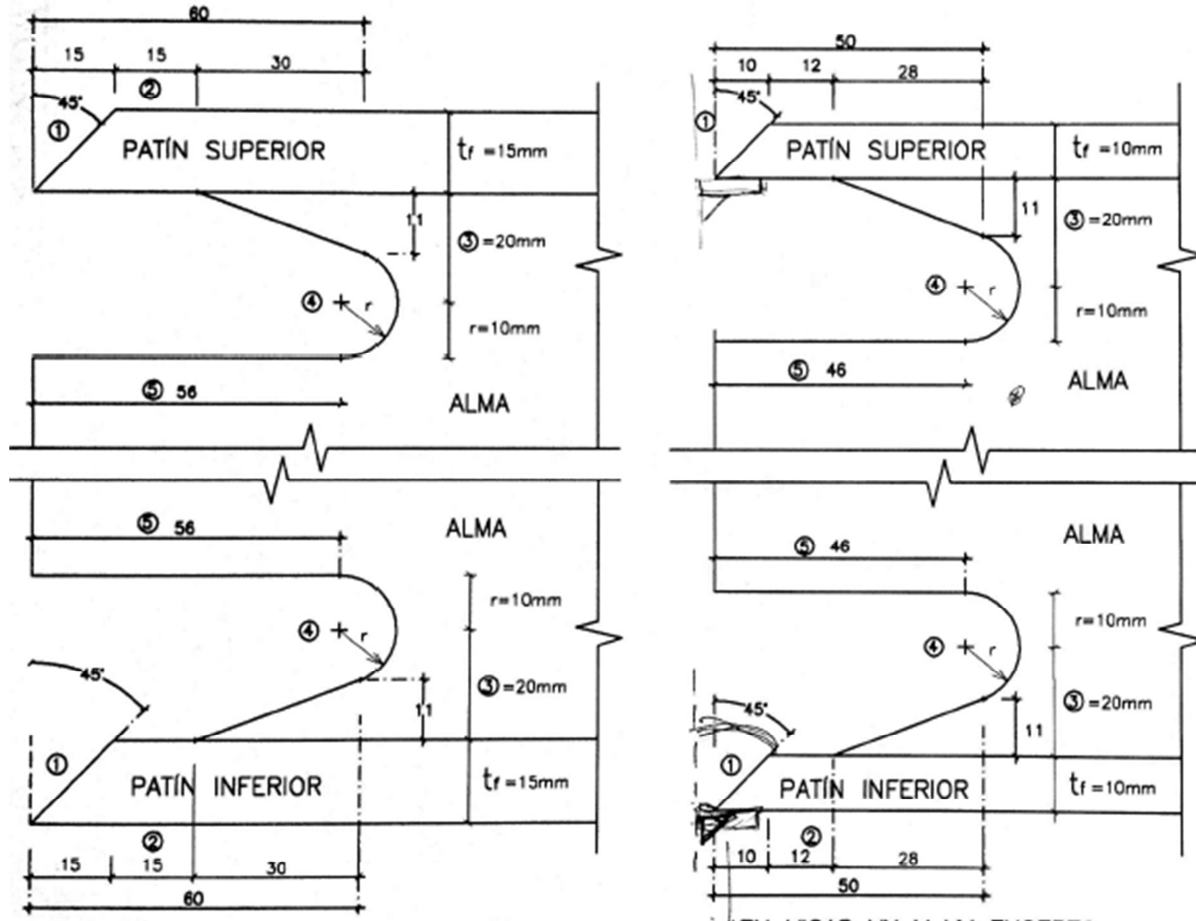
FEMA 350 / ANSI AISC 348-05



ANEXO 3. Buenas prácticas de diseño sismo resistente: Planos con detallamiento de agujeros de acceso

## 2. GEOMETRÍA DE AGUJEROS DE ACCESO

ANSI/AISC 341-10 Escala 1:1  
DIMENSIONES EN mm.



PLACA [   
 450x10 [   
 t: ES   
 DEL

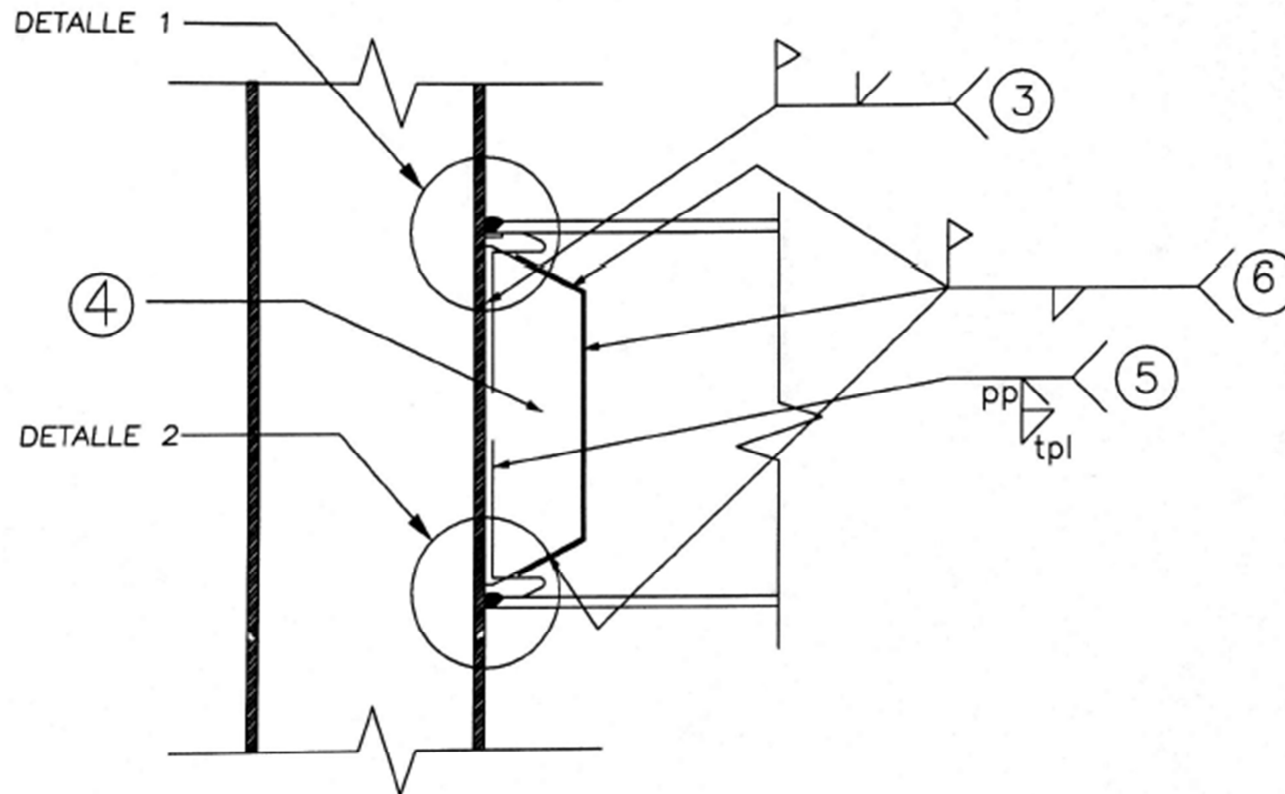
- ① ANGULO DE BISEL 45°, SEGUN A.W.S. D1.1.
- ② EL MAYOR VALOR ENTRE  $t_f$  ó 1/2" (12.5mm)
- ③ EL MAYOR VALOR ENTRE  $t_f$  ó 3/4" (19mm)
- ④ RADIO MÍNIMO 3/8" (10mm)
- ⑤ 3  $t_f$ . +/- 13mm

- \* UTILIZAR TALADRO PARA EJECUTAR EL RADIO  $r=10mm$ .
- \* UTILIZAR DISCO Y AMOLADORA PARA LOS CORTES RECTOS.

ANEXO 4. Buenas prácticas sismo resistentes en detallamiento de planos: Soldadura en conexión viga-columna:

## SOLDADURAS EN CONEXIÓN SÍSMICA VIGA-COLUMNA

FEMA 350 / ANSI AISC 348-05



ANEXO 5. Ejemplo de como notas importantes que deben ir en planos que realice el diseñador (Buenas prácticas de diseño sismo resistente).

<u>NOTAS IMPORTANTES</u>	
<u>GENERALES</u>	
1.-	TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN METROS (m), EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
2.-	LAS MEDIDAS PREVALECEEN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO
<u>CONCRETO</u>	
1.-	ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA: $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ .
2.-	ACERO EN VARILLAS CORRUGADAS: $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
3.-	RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LOSAS: $F'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ .
4.-	RESISTENCIA DEL CONCRETO EN COLUMNAS: $F'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ .
5.-	LOS GANCHOS DE LAS VARILLAS DEBERÁN SER DOBLADOS A ESCUADRA DE LO CONTRARIO NO CUMPLIRÁN SU FUNCIÓN.
6.-	DEBERÁN SER TOMADOS CILINDROS DE HORMIGÓN EN OBRA PARA LOS RESPECTIVOS ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD.
7.-	EL STEEL-DECK Y LAS VIGAS METÁLICAS DEBERÁN SER APUNTALADOS PREVIO A LA FUNDICIÓN Y MANTENIDOS ASÍ HASTA QUE EL HORMIGÓN ALCANCE UNA RESISTENCIA DE $0.75 f'_c$ .
8.-	LAS LOSAS Y LAS COLUMNAS DEBERAN SER VIBRADAS ADECUADAMENTE DURANTE LA FUNDICION.
9.-	LUEGO DE HORMIGONAR, LAS LOSAS DEBERAN SER CURADAS CON ADITIVO ANTISOL DE SIKA Ó SIMILAR.
<u>ACERO ESTRUCTURAL</u>	
1.-	ACERO EN PILARES Y PLACAS: $F_y = 36 \text{ ksi}$ .
	ACERO EN VIGAS Vx: $F_y = 36 \text{ ksi}$ .
	ACERO EN VIGAS Vy: $F_y = 36 \text{ ksi y/o } 50 \text{ ksi}$ .
2.-	ACERO EN VIGAS VS, VN, N: $F_y = 36 \text{ ksi}$
3.-	DISÑO POR EL MÉTODO AISC-LRFD-2005
4.-	CÓDIGOS UTILIZADOS:
	1) ANSI/AISC 360-10: SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS
	2) ANSI/AISC 341-10: SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS
	3) ANSI/AISC 348-05: PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS.
	4) FEMA 350: RECOMMENDED SEISMIC DESIGN CRITERIA FOR NEW STEEL MOMENT-FRAME BUILDINGS
	5) ACI 318-05: BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE.
	6) AWS D1.1/2005 AMERICAN WELDING CODE 2005.
	7) AWS D1.8/2008 SEISMIC SUPPLEMENT, AMERICAN WELDING SOCIETY.
5.-	EL CONTRATISTA DEBERÁ ELABORAR PLANOS DE TALLER PREVIO A LA FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS METÁLICOS, LOS CUALES DEBERÁN CONTAR CON LA APROBACIÓN DEL FISCALIZADOR.
6.-	EL CONTRATISTA DEBERÁ ELABORAR PLANOS DE MONTAJE JUNTO CON EL PROCEDIMIENTO DE MONTAJE, LOS CUALES DEBERÁN CONTAR CON LA APROBACIÓN DEL FISCALIZADOR, PREVIO A LA EJECUCIÓN DE ESTAS TAREAS.
7.-	LAS UNIONES VIGA-COLUMNAS SON CONSIDERADAS COMO SOLDADURAS DE DEMANDA CRÍTICA, POR LO QUE SE REQUIERE QUE EL CONTROL DE CALIDAD SEA REALIZADO DE FORMA INDIVIDUAL Y SISTEMÁTICO EN CADA UNIÓN.
8.-	BAJO NINGUN CONCEPTO LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERÁN ATRAVESADOS POR TUBOS O PAQUETES DE TUBOS DE CUALQUIER TIPO DE INSTALACIONES.
9.-	LAS PERFORACIONES PARA LAS VARILLAS DE ANCLAJE EN LAS PLACAS DEBERÁN SER REALIZADAS CON TALADRO. SE PROHIBE HACER O AMPLIAR ESTAS PERFORACIONES PERFORACIONES CON OXICORTE.
<u>SOLDADURA</u>	
1.-	LOS SOLDADORES EN TALLER Y EN OBRA DEBERÁN TENER CALIFICACIÓN AWS PARA LAS DIFERENTES POSICIONES Y PROCESOS.
2.-	MATERIALES DE APORTE:
	ANS E70-18 A1 (SAW-ARCO METÁLICO PROTEGIDO)
	ANS ER-70S-6 (MIG-ALAMBRE SÓLIDO)
	ANS E71T-1C/1M (FCM-ALAMBRE TUBULAR)
	ANS E70-AD (SAW-ARCO SUMERGIDO)
	CARACTERÍSTICAS MÍNIMAS:
	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN: 70ksi
	ELONGACIÓN: 20%

- 3.- CUMPLIR EL REQUERIMIENTO DE H16 (DEPOSITAR EL METAL DE APORTE CON UN CONTENIDO MÁXIMO DE HIDRÓGENO DIFUSIBLE DE 16ml POR C/100 GRAMOS DE SOLDADURA DEPOSITADA, SEGÓN A.W.S. D1.8.)
- 4.- MATERIAL DE APORTE CON VALORES DE TENACIDAD COMPRENDIDOS ENTRE (2071-10e o 07F y 4071-10e o 707F.)
- 5.- EL CONTRATISTA ELABORARÁ LA ESPECIFICACIÓN PARA EL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS), CON SUS RESPECTIVOS REPORTES DE CALIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO (POR) PREVIO AL INICIO DE LOS TRABAJOS, PARA SU APROBACIÓN POR PARTE DEL FISCALIZADOR.
- 6.- TODAS LAS UNIONES SOLDADAS A TOPE (PATIN-PATIN/ALMA-ALMA) DEBERÁN SER REALIZADAS CON SOLDADURA DE PENETRACIÓN COMPLETA (SRPC) PRECALIFICADA SEGÓN A.W.S. D1.1.
- 7.- TODAS LAS UNIONES DE TRAMOS DE VIGAS (O SUS FLEJES INDIVIDUALES) DEBERÁN SER REALIZADAS CON SOLDADURA DE BARRERA DE PENETRACIÓN COMPLETA (SBPC).
- 8.- LAS UNIONES CONTINUAS PATIN-ALMA DEBERÁN SER REALIZADAS CON PROCESOS AUTOMATIZADOS DE ARCO SUMERGIDO-SAW, DE ALTA CALIDAD.
- 9.- DEBERÁ REALIZARSE INSPECCIONES VISUALES DE SOLDADURA AL 100% DE LAS UNIONES SOLDADAS DURANTE LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE.
- 10.- DEBERÁ REALIZARSE PRUEBAS RADIOGRÁFICAS AL 100% DE LAS UNIONES SOLDADAS A TOPE, PREVIO A SU ENSAMBLAJE. LA FRECUENCIA DE LA TOMA DE MUESTRAS DISMINUIRÁ A MEDIDA QUE EL ERROR TIENDA A CERO.
- 11.- DEBERÁ REALIZARSE PRUEBAS DE LÍQUIDOS PENETRANTES AL 100% DE LAS UNIONES VIGA-COLUMNA. LA FRECUENCIA DE LAS INSPECCIONES DISMINUIRÁ A MEDIDA QUE EL ERROR TIENDA A CERO.
- 12.- CONDICIONES DE USO DE LOS ELECTRODOS E70-18.
  - LOS ELECTRODOS DE BAJO HIDRÓGENO DEBERÁN SER COMPRADOS EN RECIPIENTES HERMÉTICAMENTE SELLADOS.
  - INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA ABERTURA DEL RECIPIENTE, LOS ELECTRODOS DEBERÁN SER USADOS, O EN SU DEFECTO MANTENIDOS EN HORNOS PORTÁTILES A TEMPERATURAS DE AL MENOS 120°C.
  - LOS ELECTRODOS QUE NO HAYAN SIDO USADOS DENTRO DE LAS PRIMERAS CUATRO HORAS LUEGO DE LA ABERTURA DEL RECIPIENTE Y QUE NO HAYAN SIDO MANTENIDOS DENTRO DE LOS HORNOS PORTÁTILES DEBERÁN SER SECADOS AL MENOS 2 HORAS ENTRE 250°C Y 400°C. ASOCIAR LA MENOR TEMPERATURA AL MAYOR TIEMPO; SI SE SECA A 250°C, HACERLO DURANTE 2 HORAS.
  - TODOS LOS SOLDADORES DEBERÁN UTILIZAR UN HORNO PORTÁTIL INDIVIDUAL, EL CUAL SE MANTENDRÁ OPERATIVO DURANTE LAS TAREAS DE SOLDADO.

#### PINTURA

PREPARACIÓN DE SUPERFICIE: CALIDAD TIPO SSPC3. LAS SUPERFICIES DEBERÁN ESTAR SECAS Y SIN VISIBLE ANTES DE LA APLICACIÓN DEL PRODUCTO.  
 PRIMER: APLICAR UNA CAPA TIPO "NEBLA" (ESPESOR=10MICRAS) A FIN DE MEJORAR EL PERFIL DE RUGOSIDAD DEL METAL BASE.  
 ACABADO: APLICAR DOS CAPAS DE PINTURA ANTICORROSIVA DE DIFERENTES COLORES. CADA CAPA TENDRÁ UN ESPESOR DE PELÍCULA SECA DE 50 MICRAS. TOTAL=100MICRAS  
 SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL PROVEEDOR DE PINTURA PREVIO, DURANTE Y DESPUÉS DE LA APLICACIÓN.  
 EL CONTROL DE CALIDAD DEBERÁ INCLUIR PRUEBAS DE ADHERENCIA Y ESPESOR DE

ANEXO 6. Diseño y detallamiento de conexión viga-columna utilizando malas prácticas de diseño sismo resistente

