

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE PÓRTICOS ESPACIALES ABIERTOS  
RESISTENTES AL VIENTO PARA FACILIDADES  
PETROLERAS E INDUSTRIALES**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**EDGAR ANDRÉS BELTRÁN ORBE**

**SANGOLQUÍ, 10 DE MAYO DEL 2012**

## EXTRACTO

En el presente trabajo de investigación, se explica los criterios de diseño de pórticos espaciales abiertos resistentes al viento para facilidades petroleras e industriales, así como también el diseño de una estructura segura, económica y reparable.

El diseño estructural de un pórtico abierto debe garantizar la reducción de la vulnerabilidad de los elementos estructurales, aquellos que soportan las cargas laterales y gravitacionales para garantizar la estabilidad de la edificación, para lograr este propósito la estructura debe ser capaz de soportar cargas dinámicas (viento y sismo).

La acción del viento es un aspecto importante, o incluso la preocupación es dominante si el edificio es esbelto y con poca masa.

En estructuras de pórticos abiertos, se ha demostrado que la carga máxima del viento no se produce cuando el viento es normal a los pórticos, sino más bien cuando el viento incide a cierto ángulo, por lo general es de  $20^\circ$  y  $40^\circ$ . En la actualidad se utilizan los procedimientos para la determinación de las cargas del viento sobre las estructuras de pórtico abierto o el uso simplificado combinaciones de carga.

Por este motivo se recomienda que el pórtico abierto sea arriostrado ya que este es capaz de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones inelásticas moderadas.

## ABSTRACT

In the present research, explains the criteria for open space frames design of wind resistant to oil and industrial facilities as well as designing a safe structure, economic and repairable.

The structural design of an open frame to ensure the reduction of vulnerability of the structural elements, those that support the lateral loads and gravity to ensure stability of the building, to achieve this purpose the structure must be able to withstand dynamic loads (wind and earthquake).

Wind action is an important, or even the dominant concern is if the building is sleek and low mass.

Open frames structures has been shown that the wind load does not occur when the wind is normal to the frames, but rather when the wind impinges at an angle, usually is  $20^\circ$  and  $40^\circ$ . Currently used procedures for determining the wind loads on the gantry structures open or use simplified load combinations.

For this reason it is recommended that the frame is braced open as this is able to develop ductility, energy dissipation and inelastic incursions moderate.

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. Edgar Andrés Beltrán Orbe como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, 10 de mayo del 2012

---

ING. MARCELO GUERRA AVENDAÑO

---

ING. ANA HARO BÁEZ

REVISADO POR

---

ING. JORGE ZUÑIGA GALLEGOS



## **DEDICATORIA**

Esta tesis es una parte de mi vida y comienzo de otras etapas por esto y más, la dedico con mucho cariño a Dios, mis padres cuyo afecto y comprensión ha sido mi inspiración, a mis hermanos y tíos cuyo apoyo ha sido fundamental en todos estos años de estudio.

**EDGAR ANDRÉS BELTRÁN ORBE**

## **AGRADECIMIENTO**

Para poder realizar ésta tesis de la mejor manera posible fue necesario del apoyo de muchas personas a las cual quiero agradecer.

A mis padres, que siempre me han dado su apoyo incondicional y a quienes debo este triunfo profesional, por todo su trabajo y dedicación para darme una formación académica y sobre todo humanista y espiritual. De ellos es este triunfo y para ellos es todo mi agradecimiento.

También quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Ing. Marcelo Guerra y a la Ing. Ana Haro por su importante aporte y participación activa en el desarrollo de esta tesis.

Debo destacar, por encima de todo, su disponibilidad, paciencia y capacidad para guiarme en esta tesis. Les agradezco también el haberme facilitado siempre los medios suficientes para llevar a cabo todas las actividades propuestas durante el desarrollo de esta tesis.

**EDGAR ANDRÉS BELTRÁN ORBE**

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO I</b> .....	<b>26</b>
<b>1.1 INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>26</b>
1.2 ANTECEDENTES .....	28
1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA .....	29
1.4 OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO.....	31
1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	31
1.6 ALCANCE DEL PROYECTO .....	31
1.7 DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA.....	32
1.8 CÓDIGO ASCE 7-05 PARA VIENTO.....	34
1.8.1 DESCRIPCIÓN GENERAL .....	34
1.8.1.1 Diseño de la mínima carga de viento .....	34
1.8.1.2 Sistemas Principales Resistentes A Las Fuerzas De Viento.....	34
1.8.1.3 Componentes y Revestimiento.....	35
1.8.2 DEFINICIONES.....	35
1.8.3 MÉTODO 1- MÉTODO SIMPLIFICADO.....	37
1.8.3.1 Componentes y Revestimiento.....	38
1.8.3.2 Procedimiento de diseño .....	38
1.8.3.3 Sistemas Principales Resistentes a las Fuerzas de Viento .....	38
1.8.3.4 Presión del viento para componentes y revestimiento .....	39
1.8.4 MÉTODO 2 – PROCEDIMIENTO ANALÍTICO.....	40
1.8.4.1 Limitaciones .....	40
1.8.4.2 Procedimiento de diseño .....	40
1.8.4.2.1 VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO (V).....	41

1.8.4.2.1.1 Velocidad Básica del Viento. ....	41
1.8.4.2.1.1.1 Regiones Especiales de Viento. ....	41
1.8.4.2.2 Factor de Direccionalidad del Viento (Kd) .....	41
1.8.4.2.3 Factor de Importancia (I) .....	42
1.8.4.2.4 Clasificación de las Estructuras de Acuerdo a su Exposición. ....	44
1.8.4.2.4.1 Categoría de Exposición .....	45
1.8.4.2.5 Coeficiente de Exposición ante la Presión generada por la Velocidad del Viento (Kz) .....	46
1.8.4.2.6 Factor Topográfico (Kzt).....	47
1.8.4.2.7 Factor de efecto de Ráfaga (G, Gf) .....	49
1.8.4.2.8 Presión de Velocidad de Viento .....	51
1.8.4.2.9 Coeficientes de Presión y Fuerza del Viento.....	51
1.8.4.2.9.1 Coeficiente de Presión Interna (GCpi).....	51
1.8.4.2.9.2 Coeficiente de Presión Externa (Cp) .....	52
1.8.4.2.10 Determinación de las Cargas de Diseño de Viento .....	52
1.9 VELOCIDADES DE VIENTOS EN EL ECUADOR.....	56
<b>CAPITULO II.....</b>	<b>59</b>
<b>2. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS EN FACILIDADES</b>	
<b>PETROLERAS E INDUSTRIALES .....</b>	<b>59</b>
2.1 CONCEPTOS BÁSICOS.....	59
2.2 INTERACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	64
2.2.1 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS.....	64
2.2.2 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE .....	68
2.2.3 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE.....	68

2.3 DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS EN FACILIDADES PETROLERAS E INDUSTRIALES .....	72
2.3.1 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS O PÓRTICOS A MOMENTOS ..	72
2.3.1.1 Comportamiento Estructural .....	73
2.3.1.2. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES .....	74
2.3.1.2.1. Limitaciones en Vigas.....	75
2.3.1.2.2. Limitaciones en Columnas .....	76
2.3.1.2.3. Arriostramiento Lateral de Vigas .....	77
2.3.1.2.4. Conexión Viga-Columna.....	78
2.3.1.2.5 Planchas de Continuidad.....	79
2.3.1.2.6 Relación de Momentos Columna-Viga .....	81
2.3.1.2.7 Conexiones Viga-Columna con Arriostramiento Lateral .....	85
2.3.1.2.8 Conexiones Viga-Columna sin Arriostramiento Lateral .....	86
2.3.1.2.9 Zona del Nudo.....	88
2.3.1.3 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS .....	90
2.3.1.4 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS .....	90
2.3.2 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE .....	91
2.3.2.1 Configuraciones Geométricas de las Riostras.....	92
2.3.2.2 Desempeño Estructural .....	93
2.3.2.2.1 Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico .....	94
2.3.2.3 Limitaciones en Miembros.....	96
2.3.2.4 Resistencia Requerida en Conexiones de Arriostramientos.....	103
2.3.2.5 Requerimientos especiales en arriostramientos.....	106
2.3.2.5.1 Arriostramientos Tipo V y Tipo V “Invertida” .....	106
2.3.2.5.2 Arriostramientos Tipo K.....	107

2.3.2.5.3 Arriostramientos Tipo X.....	107
2.3.2.5.3.1 Tensores en X.....	110
2.3.2.5.4 Empalmes de Columnas.....	111
2.3.3 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE.....	112
2.3.3.1 Definición de Elemento Eslabón “LINK”.....	115
2.3.3.2 Rigidizadores.....	120
2.3.3.3 Zonas protegidas.....	125
2.4 ACCESORIOS.....	126
2.4.1 Juntas de Expansión.....	126
2.4.2 Bases de Columnas.....	127
2.4.3 Desviación y Desplazamiento.....	127
2.4.4 Esbeltez.....	128
2.4.5 Pernos de anclaje.....	128
2.4.6 Plataformas.....	128
2.4.7 Escaleras.....	130
2.4.7.1 Escaleras Barandilla.....	130
2.4.8 Pasamanos.....	131
2.4.9 Rejillas Metálicas Grating.....	132
2.4.9.1 Rejilla Tránsito Liviano.....	132
2.4.10 Peldaños y Escaleras.....	134
2.5 PÓRTICOS ABIERTOS ESPACIALES RESISTENTES AL VIENTO..	134
2.5.1 Velocidad Básica del Viento (V).....	134
2.5.2 Área Proyectada.....	135
2.5.3 Sistema Resistente A La Fuerza De Viento.....	135
2.5.4 Carga en el Pórtico.....	136

2.5.5 Coeficientes De Fuerza .....	137
2.5.6 Relación De Solidez .....	138
2.5.7 Los Casos de Diseño de Carga.....	139
2.5.8 Torsión Horizontal .....	141
2.5.9 Deflexiones.....	141
2.5.10 Acción Sísmica.....	142
2.5.10.1 Casos y Combinaciones de Carga .....	143
2.5.10.2 Acción Sísmica en Combinación de Cargas.....	144
2.5.10.3 Factor de Amplificación Sísmica .....	144
<b>CAPITULO III.....</b>	<b>147</b>
<b>3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>147</b>
3.1 CARGAS PRIMARIAS.....	147
3.1.1 CARGA MUERTA (D).....	147
3.1.2 CARGA MUERTA (L) .....	154
3.1.2.1 Edificios .....	154
3.1.2.1.1 Carga Viva.....	154
3.1.2.1.2 Cubiertas y Áreas de Acceso .....	155
3.1.2.1.3 Las Cargas del Material.....	155
3.1.2.1.4 Manejo De Cargas.....	155
3.1.2.1.5 Estructura de Procesos .....	156
3.1.2.1.5.1. Carga Viva.....	156
3.1.2.1.5.2. Cubiertas y Áreas de Acceso .....	157
3.1.2.1.5.3. Cargas de las Tuberías .....	157
3.1.2.1.5.4 Manejo de Instalaciones.....	159
3.1.2.1.5.5 Pipe Racks .....	160

3.1.2.1.5.6 Manejo de Cargas .....	161
3.1.3 CARGAS POR PRODUCTOS (PL).....	161
3.1.4 CARGA DE PRUEBA (Pt) .....	162
3.1.5 CARGAS TÉRMICAS (TL) .....	163
3.1.5.1 Fuerzas De Fricción (FF).....	163
3.1.5.2 Fuerzas De Anclaje (AF) .....	164
3.1.5.3 Fuerzas Por Temperatura (TF).....	165
3.1.6 CARGAS DE VIENTO (W) .....	165
3.1.7 CARGA SÍSMICA (E) .....	165
3.1.8 OTRAS CARGAS .....	166
3.2 COMBINACIONES DE CARGA .....	167
3.2.1 Combinación de Factores de Carga usando la Resistencia de Diseño .....	167
3.2.2 Combinación de Carga Nominal usando el Diseño de Esfuerzo Admisible.....	167
3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES Y REQUISITOS DE RESISTENCIA.....	169
3.3.1 Acero Estructural.....	169
3.4 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LOS PÓRTICOS ABIERTOS .....	170
3.4.1 Generalidades .....	170
3.4.2 Vigas Transversales .....	172
3.4.3 Columnas .....	173
3.4.4 Puntales Longitudinales .....	174
3.4.5 Refuerzo Vertical.....	175
<b>CAPITULO IV.....</b>	<b>176</b>



<b>4 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>176</b>
4.1 GENERALIDADES .....	176
4.1.1 Placas de unión .....	176
4.1.2 Relaciones de esbeltez .....	176
4.1.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto .....	176
4.1.4 Relaciones ancho/grueso y pandeo local .....	180
4.1.4.1 Clasificación de las secciones .....	180
4.2 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN .....	184
4.2.1 Introducción .....	184
4.2.2 Cálculo de las Áreas Netas .....	186
4.2.3 Bloque de Cortante .....	189
4.3 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN .....	191
4.3.1 Compresión Simple .....	191
4.3.2 Pandeo torsional y flexotorsional .....	197
4.3.3 Placas Bases de Columnas .....	201
4.4 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN Y CORTANTE .....	204
4.4.1 Miembros sujetos a esfuerzos de flexión .....	204
4.4.1.1 Vigas Compuestas .....	213
4.4.1.2 Diseño de vigas compuestas .....	216
4.4.1.3 Diseño de vigas con conectores de cortante .....	218
4.4.1.4 Vigas parcialmente compactas .....	220
4.4.1.5 Consideraciones de cubiertas de acero dobladas en frío .....	220
4.4.1.6 Conectores de cortante .....	222
4.4.1.7 Diseño preliminar de secciones compuestas .....	226

4.4.1.8 Vigas Armadas .....	227
4.4.1.9 Vigas con cubre placas en los patines .....	228
4.4.1.10 Secciones armadas de patín ancho .....	229
4.4.1.11 Trabes Armadas (TA).....	232
4.4.2 Miembros sujetos a esfuerzos cortantes .....	235
4.4.2.1 Deflexión permitida en vigas .....	238
4.5 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS DE FLEXOCOMPRESIÓN .....	239
4.5.1 Viga- columna .....	239
<b>CAPITULO V.....</b>	<b>246</b>
<b>5 PLANOS DE DETALLE .....</b>	<b>246</b>
5.1 INTRODUCCIÓN .....	246
5.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	246
5.2.1 Materiales.....	247
5.3 ANÁLISIS DE CARGAS .....	248
5.3.1 Análisis de Fuerzas Gravitatorias.....	248
5.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	249
5.4.1 Espectro de Respuesta .....	250
5.4.2 Derivas de Piso .....	251
5.4.3 Desplazamientos.....	252
5.5 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	253
5.6 PLANOS DE DETALLE.....	255
<b>CAPÍTULO VI.....</b>	<b>256</b>
<b>6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>256</b>
6.1 CONCLUSIONES.....	256

6.2 RECOMENDACIONES .....	258
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>259</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>261</b>
<b>BIOGRAFÍA .....</b>	<b>267</b>
<b>HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS .....</b>	<b>268</b>

## LISTADO DE TABLAS

Tabla 1.1: Factor de Direccionalidad del Viento .....	42
Tabla 1.2: Factor de Importancia I, (Carga de Viento) .....	43
Tabla 1.3: Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras para viento, nieve, inundaciones, terremotos, y cargas de hielo .....	43
Tabla 1.4: Velocidades del Viento .....	57
Tabla 2.1: Requerimientos de diseño para pórticos no arriostrados .....	91
Tabla 2.2: Coeficientes de Fuerza para las Componentes de la Carga de Viento .....	136
Tabla 2.3: Tabla de Valores de Sobre-resistencia $R_y$ y $R_t$ .....	145
Tabla 2.4: Valores de los factores $R$ , $\Omega_0$ y $C_d$ , según ASCE/SEI 7-05 .....	146
Tabla 3.1: Pesos nominales de tuberías .....	150
Tabla 3.2: Pesos nominales de tuberías [SI].....	151
Tabla 3.3: Volúmenes de aislamiento de tuberías.....	155
Tabla 3.4: Reducción de la carga viva en columnas .....	156
Tabla 4.1: Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso..	181
Tabla 4.2: Factores de Resistencia Característicos .....	183
Tabla 4.3: Valores de $k$ para columnas aisladas.....	195
Tabla 4.4: Valores utilizados de $\lambda$ .....	208

## LISTADO DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Mapa Catastral Petrolero.....	33
<b>Figura 1.2.</b> Mapa de isotacas del Ecuador elaborado por el Ing. Alex Hurtado.....	58
<b>Figura 2.1.</b> Estructura de pórticos no arriostrados.....	65
<b>Figura 2.2.</b> Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas,(a) segmento especial con reticulado en X, y (b) segmento con panel Vierendeel .....	66
<b>Figura 2.3.</b> Deformación plástica para pórticos no arriostrado con viga reticulada.....	67
<b>Figura 2.4.</b> Vista de un pórtico arriostrado concéntrico utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de hormigón armado .....	68
<b>Figura 2.5.</b> Pórticos arriostrados excéntricamente .....	70
<b>Figura 2.6.</b> Diagramas de esfuerzos por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales.....	71
<b>Figura 2.7.</b> Componentes estructurales de un pórtico no arriostrado .....	72
<b>Figura 2.8.</b> Diagramas de (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica .....	73
<b>Figura 2.9.</b> Mecanismo de deformación plástica de un pórtico no arriostrado (mecanismo viga débil-columna fuerte).....	73
<b>Figura 2.10.</b> Pórticos No Arriostrados Especiales .....	75
<b>Figura 2.11.</b> Arriostramientos Laterales.....	77
<b>Figura 2.12.</b> Conexiones Viga-Columna de Pórticos No Arriostrados Especiales.....	79
<b>Figura 2.13.</b> Uniones Viga-Columna con Planchas de Continuidad .....	80

<b>Figura 2.14.</b>	Relación de Momentos Columna-Viga .....	82
<b>Figura 2.15.</b>	Esquema de cálculo de $M^*_{pb}$ .....	82
<b>Figura 2.16.</b>	Despiece de viga para el cálculo de momentos .....	83
<b>Figura 2.17.</b>	Diagrama de cuerpo libre de $M^*_{pc}$ .....	84
<b>Figura 2.18.</b>	(a) Despiece de columnas para el cálculo de momentos ...	85
<b>Figura 2.18.</b>	(b) Diagrama de Cuerpo Libre del Nudo Estructural.....	87
<b>Figura 2.19.</b>	Diagrama de identificación del Nudo .....	89
<b>Figura 2.20.</b>	Refuerzo en el Alma de las Vigas.....	90
<b>Figura 2.21.</b>	Pórticos arriostrados concéntricamente .....	92
<b>Figura 2.22.</b>	Geometría de las Riostras .....	92
<b>Figura 2.23.</b>	Esfuerzos en las riostras .....	93
<b>Figura 2.24.</b>	Esfuerzos de tracción en las riostras.....	97
<b>Figura 2.25.</b>	Esfuerzos de compresión en las riostras.....	97
<b>Figura 2.26.</b>	Diagrama de Condición A.....	99
<b>Figura 2.27.</b>	Resistencia Axial a Compresión .....	100
<b>Figura 2.28.</b>	Resistencia Axial a Tracción .....	100
<b>Figura 2.29.</b>	Zonas protegidas en una riostra y sus conexiones.....	108
<b>Figura 2.30.</b>	Zonas protegidas en riostras dispuestas en X.....	108
<b>Figura 2.31.</b>	Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente .....	113
<b>Figura 2.32.</b>	Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos.....	114
<b>Figura 2.33.</b>	Ubicación del Eslabón “Link” .....	115
<b>Figura 2.33.</b>	Respuesta Inelástica .....	115

<b>Figura 2.34.</b> Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en el enlace.....	116
<b>Figura 2.35.</b> Equilibrio Plástico .....	117
<b>Figura 2.36.</b> Fluencia por Corte.....	118
<b>Figura 2.37.</b> Fluencia por Flexión .....	118
<b>Figura 2.38.</b> Rotación plástica .....	119
<b>Figura 2.39.</b> Deformaciones máximas .....	120
<b>Figura 2.40.</b> (a) Diagrama de ubicación de los rigidizadores.....	120
<b>Figura 2.40.</b> (b) Separación de los rigidizadores .....	121
<b>Figura 2.41.</b> Separación máxima de la longitud del eslabón .....	122
<b>Figura 2.42.</b> Arriostramiento lateral del eslabón .....	123
<b>Figura 2.43.</b> Diagrama de cuerpo libre del eslabón.....	124
<b>Figura 2.44.</b> Deformaciones en la rejilla .....	133
<b>Figura 2.45.</b> Casos de Carga.....	139
<b>Figura 2.46.</b> Amplificación Sísmica.....	144
<b>Figura 3.1.</b> Zonificación sísmica del Ecuador del CEC-2001.....	166
<b>Figura 4.1.</b> Secciones Típicas .....	184
<b>Figura 4.2.</b> Agujeros Alternados .....	187
<b>Figura 4.3.</b> Distancia $x$ para algunas secciones comunes.....	188
<b>Figura 4.4.</b> Bloque de Cortante.....	189
<b>Figura 4.5.</b> Esfuerzo Crítico vs. Relación de Esbeltez.....	194
<b>Figura 4.6.</b> Constantes de Alabeo de secciones típicas de acero .....	200
<b>Figura 4.6.</b> Placas Bases de columnas .....	202
<b>Figura 4.7.</b> (a) Placas Base según AISC-LRFD.....	204
<b>Figura 4.7.</b> (b) Distancia “ $y$ ” y distancia “ $c$ ” .....	205

<b>Figura 4.8.</b> Fluencia del acero en sección transversal de viga I .....	206
<b>Figura 4.9.</b> Momento Resistente ( $M_n$ ) vs. Longitud no soportada ( $L_b$ ) .....	209
<b>Figura 4.10.</b> Cortante horizontal entre la losa y la viga.....	213
<b>Figura 4.11.</b> El cortante se transmite por adherencia y fricción en la parte superior de la sección W y por la resistencia del hormigón por cortante a lo largo de las líneas inclinadas.....	214
<b>Figura 4.12.</b> Sección compuesta .....	215
<b>Figura 4.13.</b> Steel Deck .....	216
<b>Figura 4.14.</b> Ancho efectivo del patín de compresión de la sección compuesta.....	217
<b>Figura 4.15.</b> Distribución de esfuerzos en una sección compuesta.....	218
<b>Figura 4.16.</b> Tipos de costilla de metal deck.....	220
<b>Figura 4.17.</b> Tipos de conectores de cortante .....	222
<b>Figura 4.18.</b> Distribución de los conectores tipo espárrago.....	224
<b>Figura 4.19.</b> Cálculo del momento de Inercia de la sección compuesta...	227
<b>Figura 4.20.</b> Viga armada con cubre placas .....	228
<b>Figura 4.21.</b> Trabe armada de patín ancho .....	231
<b>Figura 4.22.</b> Tipos de trabes armadas.....	233
<b>Figura 4.23.</b> Campo de tensiones en el alma de una TA.....	234
<b>Figura 4.24.</b> Fuerza Cortante en Vigas.....	235
<b>Figura 4.25.</b> Viga- columna sujeta a flexo-compresión.....	242
<b>Figura 4.26.</b> Consideración de desplazamiento lateral.....	243
<b>Figura 5.1.</b> Modelo Tridimensional .....	249



## LISTADO DE ANEXOS

<b>ANEXO 1:</b> Diseño de la Carga de Viento.....	261
<b>ANEXO 2:</b> Figura 6-5 ASCE 7-05 .....	264
<b>ANEXO 3:</b> Tabla 6-2 ASCE 7-05 .....	265
<b>ANEXO 4:</b> Tabla 6-3 ASCE 7-05 .....	266

## NOMENCLATURA UTILIZADA

**$A_f$**  = Área normal proyectada del viento.

**$A_g$**  = Área total de la pared donde se identifica el  $A_o$  en  $ft^2$  ( $m^2$ ); Área Gruesa de la Columna.

**$A_{gi}$**  = Suma de toda el área total del revestimiento del edificio (paredes y cubierta) no se incluye  $A_g$ , en  $ft^2$  ( $m^2$ ).

**$A_o$**  = Área total de espacios abiertos en la pared que recibe la presión del viento, en  $ft^2$  ( $m^2$ ).

**$A_{oi}$**  = Suma de las áreas de aberturas de todo el edificio incluyendo el área de la pared que recibe la presión del viento.

**$A_s$**  = Área neta de la pared.

**$b_{bf}$**  = ancho del ala de la viga

**$b_{cf}$**  = Ancho del Ala de la Columna.

**$c$**  = se enumeran para cada exposición en la Tabla 6-2 del ASCE 7-05.

**$C_m$**  = Carga muerta.

**$CP$**  = Carga Permanente.

**$C_v$**  = Carga viva.

**$CV$**  = Carga Variable.

**$CV_t$**  = Carga Variable de Techo.

**$C_w$**  = Constante de alabeo (in).

**$d$**  = Altura del eslabón

**$D$**  = Diámetro nominal de la tubería

**$d_b$**  = Altura de la Viga.

**$d_c$**  = Altura de la Columna.

**$E_b$**  = Acción sísmica Básica.

**E<sub>a</sub>**=Acción Sísmica Amplificada.

**F<sub>yb</sub>**= Esfuerzo de fluencia mínimo de la viga.

**F<sub>yc</sub>**= Esfuerzo de fluencia mínimo de la columna.

**G**= Módulo de cortante (ksi).

**G<sub>C<sub>pf</sub></sub>** = Coeficiente de presión externa.

**G<sub>C<sub>pi</sub></sub>** = Coeficiente de presión interna.

**G<sub>f</sub>** = Factor de efecto de ráfaga.

**q<sub>h</sub>** = Presión de la velocidad del viento evaluada en el techo a la altura h.

**g<sub>Q</sub> y g<sub>v</sub>** =Se asume el valor de 3.4.

**h**=Atura del elemento estructural.

**H** = Altura del accidente geográfico.

**I** =Factor de importancia.

**I<sub>z</sub>** = Intensidad de turbulencia a la altura  $\bar{z}$ .

**J**=Constante de torsión (in<sup>4</sup>).

**K<sub>z</sub>**= Factor de longitud efectiva para pandeo torsional.

**K<sub>zt</sub>**=Factor topográfico.

**L<sub>b</sub>**=Distancia entre arriostramientos laterales.

**L<sub>h</sub>**=Distancia a barlovento tomada desde la cresta donde la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina; distancia entre rótulas plásticas en la viga.

**M<sub>p</sub>**= Capacidad Plástica a Flexión del Eslabón.

**M<sub>pc</sub>**= Resistencia Teórica a Flexión de la Columna incluyendo la Carga Axial Mayorada.

**M<sub>pr</sub>**= Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga.

**OD** = Diámetro exterior de la tubería.

$p_{net}$  = Presión del viento para componentes y revestimiento.

$p_{PL}$  = Tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft<sup>2</sup>).

$p_s$  = Presión de Viento.

$p_{S30}$  = Diseño simplificado de la presión del viento para una exposición tipo B a la altura de 30 ft (10m) y factor de importancia igual a 1.

$P_{uc}$  = Carga Axial Mayorada actuando en la columna.

$Q_E$  = Acción sísmica.

$Q_E$  = Carga Sísmica Horizontal.

$q_z$  = Presión de velocidad evaluada a la altura  $z$  evaluada en el centroide del área  $A_f$ .

$R_t$  = Factor Mínimo de Sobre-resistencia Última.

$R_u$  = Resistencia requerida por corte.

$R_v$  = Resistencia Nominal basada en el estado límite de fluencia por Corte.

$r_y$  = Radio de giro menor.

$R_y$  = Es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperada y el esfuerzo mínimo de fluencia,  $F_y$ .

$R_{yb}$  = Es la relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo para la viga.

$R_{yc}$  = Es la relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo para la columna.

$S_{bs}$  = Carga por sismo.

$Sh$  = Es la distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna (Depende de la Conexión Utilizada).

$t$  = Espesor de pared.

$t_{bf}$  = Espesor del ala de la viga.

$t_{cf}$  = Espesor del Ala de la Columna.

$t_p$  = Espesor Total del Alma de la Columna, incluyendo las planchas adosadas de refuerzo.

$t_w$  = Espesor del alma del eslabón.

$V_E$  = resistencia de corte requerida de la conexión.

$V_{uc}$  = Resistencia Esperada a Corte de la Columna actuando en la cara de la viga.

$V_{uv}$  = Resistencia Esperada a Corte actuando en la rótula plástica de la viga.

$W_e$  = Peso de la tubería vacía (lbf/pie).

$W_f$  = Peso de la tubería llena de agua (lbf/pie).

$W_w$  = Peso del agua contenida en la tubería (lbf/pie).

$X$  = Distancia tomada desde la cima del accidente geográfico hacia la edificación.

$Z$  = Altura tomada desde el nivel de suelo; Módulo de Sección Plástico.

$\bar{z}$  = Se considera el 60 % de la altura del edificio.

$\Delta_{OH}$  = Es el desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño.

$\Omega_o$  = Factor de Sobre-resistencia Sísmica (Depende del Sistema Estructural).

$\lambda$  = Factor que considera la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura.

# CAPÍTULO I

## 1.1 INTRODUCCIÓN

El propósito de esta investigación es explicar los criterios de diseño de pórticos espaciales abiertos resistentes al viento para facilidades petroleras e industriales, así como también el diseño de una estructura segura, económica y reparable.

Las cargas sísmicas y de viento son dos cargas laterales principales para las estructuras. El Ecuador está localizado en una zona sísmica, existe una alta probabilidad de ocurrencia de sismos. En cuanto a la presencia de vientos de gran intensidad, el impacto es menos dramático, por lo tanto, atrae menos atención de los ciudadanos y la comunidad de ingeniería. Sin embargo, para las estructuras industriales ligeras y facilidades petroleras, la carga del viento es un aspecto importante, o incluso la preocupación es dominante si el edificio es esbelto.

A pesar de que esta investigación trata de manera específica los efectos del viento sobre estructuras petroleras e industriales, es importante señalar que el diseño de estas estructuras debe contemplar la resistencia a múltiples fenómenos naturales, tales como: sismos, vientos, inundaciones, erupciones volcánicas, deslizamientos de terrenos entre otros. De ahí, la importancia de que las estructuras para facilidades petroleras e industriales se ubiquen en zonas que estén menos expuestas al embate de estos fenómenos.

Los desastres naturales combinan eventos extremos con la vulnerabilidad y la percepción inapropiada del riesgo, es por esta razón, que las estructuras en

general, deberán reducir riesgos de colapso de la misma, el sistema estructural podrá sufrir daños pero deberá mantenerse estable.

Toda instalación petrolera e industrial debe funcionar de manera adecuada inmediatamente después de un fenómeno natural, de tal forma que pueda dar una respuesta eficiente a los casos de emergencia, para ello es indispensable la ejecución y control de las disposiciones del Código ASCE 7-05 y una correcta construcción y fiscalización del proceso constructivo.

Los principales problemas en estructuras resistentes al viento para facilidades petroleras e industriales son:

- La exactitud y la precisión (o falta de ella) de estimación de la carga del viento para estructuras petroquímicas, puede influir en la fiabilidad del diseño y la construcción de las estructuras.
- La variación en la configuración geométrica donde los pórticos espaciales abiertos, son afectadas por la carga de viento en general.
- Revestimiento parcial de la estructura o presencia de suelo en algunos niveles.
- Los efectos de la exposición de elementos externos, tales como plataformas, escaleras, boquillas, tuberías y barandillas.
- Presencia de grandes cargas.

## 1.2 ANTECEDENTES

Se han realizado algunas publicaciones referentes a pórticos abiertos pero se limitan a celosías y armazones para la obra petroquímica e industrial.

Hay pocas investigaciones de pórticos abiertos pero Flachsbart y Winter, (1934) investigaron las fuerzas de arrastre de vientos sobre cerchas.

Informaron que los coeficientes de arrastre neto del viento aumentan cuando la solidez de la estructura es cercana a la unidad.

Walshe (1965) probó un modelo de un cuarto de calderas en un túnel de viento en las distintas etapas de construcción, además señaló que la fuerza de arrastre máxima del viento sobre la estructura se produjo cuando se encontraba parcialmente revestida.

Georgiou y Vickery (1979) llevaron a cabo un estudio detallado de las fuerzas del viento sobre las estructuras de pórticos abiertos con solidez, utilizando modelos construidos a partir de una serie de pórticos conectados en paralelo. También realizó investigaciones sobre efectos de la dirección del viento, la solidez del pórtico, número de pórticos, el espaciamiento del pórtico y la relación entre los pórticos.

Whitbread (1980) desarrolló modelos empíricos para la protección de pórticos paralelos.

Nadeem y Levitan (1997) desarrollaron un método eficiente para calcular las cargas de viento sobre las estructuras de pórticos espaciales abiertos.



Este método se ha incorporado en el código ASCE y pernos de anclaje para facilidades petroleras (1997).

Levitan (2004) y Qiang (1998) informaron que los resultados de las pruebas del túnel de viento con suelos compactos sirve para reducir los coeficientes de fuerza en los modelos de estructuras abiertas, y la disposición uniforme de solidez sobre el pórtico a lo largo de la dirección del viento.

El diseño estructural de un pórtico abierto varía ampliamente dependiendo de las operaciones de la planta y las normas de plantas asociadas. Sin embargo, una falla en el diseño o en la etapa de construcción de los pórticos abiertos podría causar problemas para las operaciones de mantenimiento de la planta.

Las fallas de los sistemas de soporte de los pórticos podrían afectar la salud, el bienestar y seguridad del personal de la planta, debido a la rotura de elementos estructurales.

### **1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

Es muy importante para la investigación diseñar estructuras durables, económicas, y seguras ya que bajo la acción de cargas dinámicas, sobre las estructuras, tiene efectos devastadores sobre las mismas y afectan sobre todo al personal de esta industria, por lo tanto, este tema en mención merece un estudio con mayor profundidad.

Los pórticos abiertos son estructuras que soportan tuberías y equipos auxiliares de apoyo dentro y entre las áreas de procesos de plantas industriales.

La carga de la tubería puede variar mucho de un proyecto a otro, así como las cargas de viento y sísmicas.

Evidentemente, es difícil definir criterios específicos para el diseño de estas estructuras, por la falta de normas uniformes para la industria, lo que permite a cada organización la adopción de estándares de ingeniería propia, a veces, sin una clara comprensión de los conceptos fundamentales teóricos y las implicaciones de costos.

Es de mucha importancia saber que las estructuras sometidas a la acción de vientos fuertes pueden sufrir daños totales o parciales, si bien los códigos fijan procedimientos de cálculo adecuados para protegerlos, siempre existen daños producidos por fenómenos naturales, errores de diseño o fallas constructivas.

Las necesidades y requerimientos dentro de la industria petrolera han evolucionado en los últimos años y es por esta razón que se da mayor énfasis al estudio de cargas de viento, ya que la fuerza de levantamiento puede desprender objetos o proyectar aquellos que están sueltos a velocidades muy altas, convirtiéndolos en proyectiles cuyo impacto es capaz de perforar la edificación, ocasionando daños a los elementos estructurales y sus conexiones.

El aporte fundamental que se realizará con este estudio es tener una directriz clara del comportamiento de las cargas de viento y su efecto sobre las estructuras, para del diseño de facilidades petroleras.

#### **1.4 OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO**

Realizar el análisis y diseño estructural de facilidades petroleras e industriales tipo Pórtico Espacial que resistan las acciones de impacto por viento y sismos, en espacio y lugares limitados.

#### **1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- ✓ Profundizar en el diseño estructural para obtener estabilidad, economía y aspectos prácticos en la estructura de acero.
- ✓ Elaborar un diseño y detalles de construcción estructural, armaduras y otras estructuras.

#### **1.6 ALCANCE DEL PROYECTO**

El propósito de esta investigación es definir los lineamientos básicos de Diseño de Pórticos Espaciales Abiertos Resistentes al Viento para Facilidades Petroleras e Industriales a ser utilizados por la industria petrolera y la comunidad universitaria.

En el primer capítulo, se explica cuáles son los criterios básicos de diseño de pórticos espaciales abiertos resistentes al viento para facilidades petroleras e industriales, a través de un análisis de los aspectos más importantes a considerar en la industria petroquímica.

El segundo capítulo, hace referencia a la descripción de la estructura para establecer una comprensión práctica mediante definiciones claras y una correcta utilización del modelo matemático.

En el tercer capítulo, se realiza un análisis completo de la estructura, sus elementos principales, combinaciones de carga y el uso correcto de diversos códigos.

El cuarto capítulo, está enfocado en el diseño de la estructura a través del análisis, procedimientos, utilizando factores de seguridad para evitar daños estructurales.

En el quinto capítulo, se hace referencia a la elaboración de planos de detalle de toda la estructura.

Finalmente el sexto capítulo, se dará a conocer las conclusiones y recomendaciones que se produjeron en el transcurso de la presente investigación.

Adicionalmente a la investigación realizada, este trabajo se complementa con paquetes computacionales de diseño estructural como Tekla Structure, ETABS y una hoja electrónica donde se automatizan los cálculos requeridos en la investigación

## **1.7 DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA**

El proyecto de tesis se desarrollará en el Oriente Ecuatoriano, en las provincias, de Sucumbíos y Orellana a 100 km de Nueva Loja, en el Bloque 15 de Petroamazonas EP.

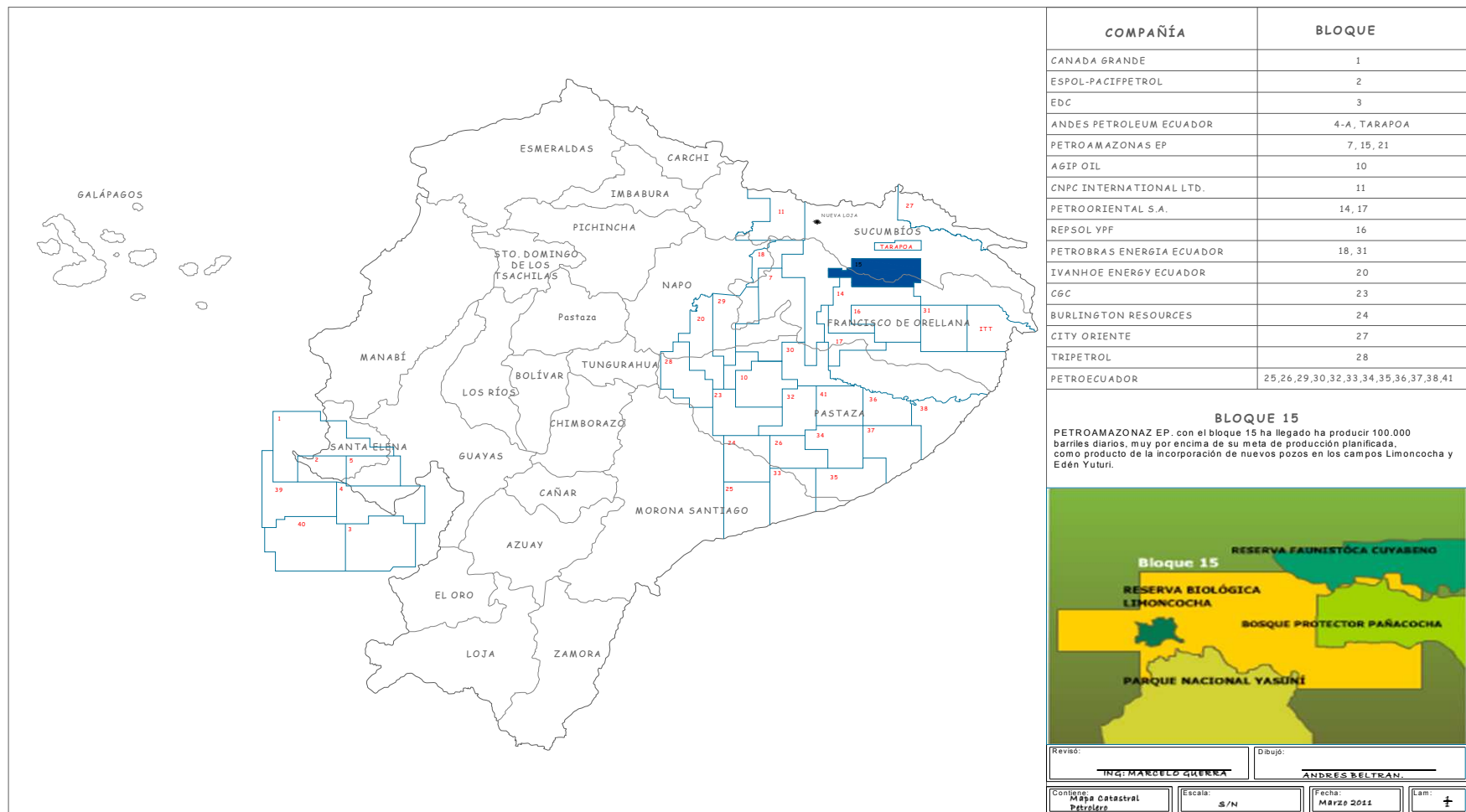


Figura 1.1. Mapa catastral Petrolero

## **1.8. CÓDIGO ASCE 7-05 PARA VIENTO**

### **1.8.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.**

El código ASCE 7-05 está direccionado a edificios y otras estructuras incluyendo los Sistemas Principales Resistentes a las Fuerzas de Viento (**MWFRS**) y revestimientos de las estructuras.

La carga de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluida la MWFRS, sus componentes y revestimiento de sus elementos, se determinará mediante uno de los siguientes procedimientos:

- (1) Método 1-Procedimiento simplificado
- (2) Método 2-Procedimiento analítico
- (3) Método 3-Túnel de viento

#### **1.8.1.1. Diseño de la mínima carga de viento.**

La carga de diseño de viento, determinado por cualquiera de los procedimientos especificados, no deberá ser menor que la especificada en esta sección.

#### **1.8.1.2. Sistemas Principales Resistentes A Las Fuerzas De Viento.**

La carga de viento a ser utilizada en el diseño de la MWFRS para edificios cerrados o parcialmente cerrados u otra estructura, no podrá ser inferior a  $10 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$  ( $50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ ) multiplicada por la superficie del edificio o estructura sobre un plano vertical a la dirección normal del viento.

El diseño de la fuerza de viento para edificios abiertos y otras estructuras no será inferior a  $10 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$  ( $50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ ) multiplicado por el área en la dirección normal del viento.

#### **1.8.1.3. Componentes y Revestimiento.**

La presión de diseño del viento para componentes y revestimiento de los edificios no podrá ser inferior a una presión neta de  $10 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$  ( $50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ ) que actúa en cualquier dirección normal a la superficie.

#### **1.8.2. DEFINICIONES.**

**EDIFICIOS CERRADOS:** un edificio que no cumpla con los requisitos para edificios parcialmente cerrados o abiertos.

**REVESTIMIENTO DEL EDIFICIO:** revestimiento, cubiertas, paredes exteriores, vidrios, montaje de puertas, montaje de ventanas, montaje de claraboyas, y otros componentes de edificios cerrados.

**EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS FLEXIBLES:** edificios esbeltos y otras estructuras que tengan una frecuencia natural menor a 1 Hz o un periodo mayor a 1 seg.

**EDIFICIOS DE BAJA ALTURA:** edificios cerrados o parcialmente cerrados que cumplan con las siguientes condiciones:

- ✓ La altura principal de la cubierta  $h$  menor o igual a 60 ft (18m).
- ✓ La altura principal de la cubierta  $h$  no exceda la dimensión principal.

**EDIFICIOS ABIERTOS:** el área total de las aberturas de la pared que recibe la presión del viento excede del 80% del área total de la pared. Esta condición es expresada por cada pared en la ecuación:

$$A_o \leq 0,80 A_g \quad (1.01)$$

Donde:

$A_o$  = Área total de espacios abiertos en la pared que recibe la presión del viento, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).

$A_g$  = Área total de la pared donde se identifica el  $A_o$  en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).

**EDIFICIOS PARCIALMENTE CERRADOS:** son edificios que cumplen con las siguientes condiciones:

1. El área total de las aberturas en la pared que recibe la presión del viento será mayor en un 10% del área total de las aberturas de todo el edificio, se expresa con la siguiente ecuación:

$$A_o > 1,10 A_{oi} \quad (1.02)$$

Donde:

$A_{oi}$  = Suma de las áreas de aberturas de todo el edificio incluyendo el área de la pared que recibe la presión del viento.

2. El área de las aberturas de la pared que recibe la presión del viento excede de  $4 \text{ ft}^2$  ( $0,37 \text{ m}^2$ ) o 1% del área total de la pared y el porcentaje de aberturas de la pared debe ser menor al 20%, se identifica por la siguiente expresión:



$A_o > 4 \text{ ft}^2 (0,37 \text{ m}^2)$  ó  $>0,10 A_g$ , el que sea menor

$$Y \frac{A_{oi}}{A_{gi}} \leq 0,20 \quad (1.03)$$

Donde:

$A_{gi}$  = Suma de toda el área total del revestimiento del edificio (paredes y cubierta) no se incluye  $A_g$ , en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).

**EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS RÍGIDAS:** los edificios y estructuras rígidas son aquellas que la frecuencia fundamental del edificio es mayor o igual a 1Hz, o periodo fundamental en el primer modo menor a 1 s.

### 1.8.3. MÉTODO 1- MÉTODO SIMPLIFICADO:

El método simplificado generaliza la determinación de la presión del viento, se utiliza comúnmente para estructuras de baja altura, donde las presiones en paredes y techo pueden ser generadas directamente por tablas hechas por este código. Para usar este método las estructuras deben ser:

1. Es una estructura aporricada simple sin diafragmas
2. Son edificios de baja altura
3. Es un edificio cerrado
4. El edificio debe tener una forma regular
5. No debe ser una estructura flexible  $T < 1$  s.
6. El edificio tiene una sección transversal simétrica en cada dirección, ya sea con un techo plano o un techo a dos aguas con  $\theta \leq 45^\circ$ .
7. La estructura no tiene problemas de torsión.

### **1.8.3.1. Componentes y Revestimiento.**

Para el diseño de los componentes y revestimiento del edificio debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. La altura media del techo  $h$  debe ser menor o igual a 60 ft (18.30 m)
2. Es un edificio cerrado con forma regular.
3. La cubierta del edificio puede ser plana o a dos aguas con  $\theta \leq 45^\circ$ , también puede ser a cuatro aguas con  $\theta \leq 27^\circ$ .

### **1.8.3.2. Procedimiento de diseño.**

1. Determinar la velocidad básica del viento  $V$ , suponiendo que viene en cualquier dirección horizontal.
2. Fijar el factor de importancia  $I$ , (carga de viento).
3. Se determinará una categoría de exposición
4. Se establecerá el factor que considera la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura " $\lambda$ ".

### **1.8.3.3. Sistemas Principales Resistentes a las Fuerzas de Viento.**

El diseño simplificado de presiones de viento,  $p_s$  para el MWFRS de edificios de poca altura con diafragmas simples, representa la presión neta que se aplicará en las proyecciones horizontales y verticales de las superficies del edificio,  $p_s$  se determinará por la siguiente ecuación:

$$p_s = \lambda K_{zt} I p_{s30} \quad (1.04)$$

Donde:

$p_s$  = Presión de Viento

$\lambda$  = Factor que considera la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura

$K_{zt}$  = factor topográfico

$I$  = factor de importancia

$p_{s30}$  = Diseño simplificado de la presión del viento para una exposición tipo B a la altura de 30 ft (10m) y factor de importancia igual a 1.

#### **1.8.3.4. Presión del viento para componentes y revestimiento.**

Para los componentes y el revestimiento de los edificios diseñados con  $p_{net}$  se determinará por la siguiente ecuación:

$$p_{net} = \lambda K_{zt} I p_{net30} \quad (1.05)$$

Donde:

$p_{net}$  = Presión del viento para componentes y revestimiento

$\lambda$  = Factor que considera la exposición que tiene el edificio ante las cargas de viento de acuerdo a la altura

$K_{zt}$  = factor topográfico

$I$  = factor de importancia

$p_{net30}$  = Diseño simplificado de la presión del viento para una exposición tipo B a la altura de 30 ft (10m) y factor de importancia igual a 1.

#### **1.8.4. MÉTODO 2 – PROCEDIMIENTO ANALÍTICO**

Este método está orientado a estructuras de forma regular, edificaciones abiertas, parcialmente cerradas, cerradas, estructuras rígidas, principalmente estructuras aporricadas.

##### **1.8.4.1. Limitaciones**

Tomar en consideración el aumento de carga causada por el efecto de ráfagas de resonancia con las vibraciones en los edificios flexibles y otras estructuras.

##### **1.8.4.2. Procedimiento de diseño**

- Determinar la velocidad básica del viento  $V$  y el factor de direccionalidad del viento  $K_d$
- Determinar el factor de importancia  $I$ .
- Categorías de exposición y velocidad de la presión de exposición del coeficiente de  $K_z$  o  $K_h$  según corresponda.
- Factor topográfico  $K_{zt}$
- Un factor de efecto de ráfaga  $G$  o  $G_f$
- Una clasificación de encierro
- Coeficiente de presión interna  $GC_{pi}$
- Los coeficientes de presión externa  $C_p$  o  $GC_{pf}$  o coeficiente de fuerza  $C_f$
- Velocidad de presión  $q_z$  o  $q_h$
- Diseño de carga de viento  $p$  o  $F$

**1.8.4.2.1 VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO, V:** la velocidad de la ráfaga es 3 m/s a 33 pies (10 m) por encima del suelo en la exposición C. determinado de conformidad con la sección 1.8.4.2.1.1

**1.8.4.2.1.1 Velocidad Básica del Viento.** La velocidad básica del viento V, es utilizado en la determinación de las cargas de viento de diseño en edificios y otras estructuras será el indicado en la Figura. 1.2 Mapa de isotacas del Ecuador realizado por el Ing. Alex Hurtado, salvo lo dispuesto en las secciones 1.8.4.2.1.1.1 y 1.8.4.2.4. El viento deberá ser asumido desde cualquier dirección horizontal.

**1.8.4.2.1.1.1. Regiones Especiales de Viento.** La velocidad básica del viento se incrementa en los registros o la experiencia, las velocidades del viento son más altas que las analizadas en la figura. 1.2 Mapa de isotacas del Ecuador realizado por el Ing. Alex Hurtado.

#### **1.8.4.2.2 Factor de Direccionalidad del Viento ( $K_d$ )**

El factor de direccionalidad del viento se genera por dos razones:

- ✓ La reducción de vientos máximos provenientes de cualquier dirección
- ✓ El reducir la probabilidad del coeficiente de máxima presión generado en cualquier dirección del viento.

Este factor toma en cuenta la forma de la edificación, ya que la respuesta ante cargas de viento son diferentes dependiendo de la configuración de la estructura, es decir una edificación con forma rectangular genera una respuesta muy diferente a una estructura cilíndrica, es por esta razón que este

factor aumenta o disminuye la velocidad del viento considerando la respuesta que la estructura tenga ante cargas de viento.

El factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ , se determina en la siguiente tabla. Este factor sólo se aplica cuando se utiliza las combinaciones de carga, especificadas más adelante.

Tabla 1.1: Factor de Direccionalidad del Viento

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento $K_d^*$
Edificaciones:	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sistemas Principales Resistentes a las Fuerzas De Viento</li> <li>• Componentes y Revestimiento</li> </ul>	0,85 0,85
Techos Arqueados	0,85
Chimeneas, Tanques y estructuras similares:	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuadrados</li> <li>• Hexagonales</li> <li>• Circulares</li> </ul>	0,90 0,95 0,95
Pórticos Sólidos	0,85
Pórticos Abiertos y Pórtico Enrejados	0,85
Torres de Celosía:	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Triangular, cuadrada, rectangular</li> <li>• Todas las demás con sección transversal</li> </ul>	0,85 0,95

Factor de Direccionalidad del Viento  $K_d^*$  se ha normado con las combinaciones de carga se presentarán más adelante.

#### 1.8.4.2.3 Factor de Importancia (I)

El factor de importancia es considerado en el cálculo, ya que mediante este coeficiente se puede priorizar algunas estructuras que son fundamentales de acuerdo al uso y el peligro que ocurrirían si estas estructuras fallaran.

Por esta razón las estructuras se dividen de acuerdo a su uso en cuatro categorías.

Tabla 1.2: Factor de Importancia I, (Carga de Viento)

<b>Categoría</b>	<b>Regiones no propensas a huracanes y Regiones propensas a huracanes con V = 85 a 100 mph</b>	<b>Regiones propensas a huracanes con V &gt; 100 mph</b>
I	0,87	0,77
II	1	1
III	1,15	1,15
IV	1,15	1,15

Tabla 1.3: Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras para viento, nieve, inundaciones, terremotos, y cargas de hielo

<b>Naturaleza De Ocupación</b>	<b>Categoría</b>
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de fallo de la estructura, incluyendo pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Instalaciones agrícolas</li> <li>○ Instalaciones temporales</li> <li>○ Instalaciones de menor almacenamiento</li> </ul>	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto los que figuran en las categorías I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro considerable para la vida humana en el caso de colapso, incluyendo pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Edificios y otras estructuras en donde se congregan más de 300 personas en un área</li> <li>○ Edificios y otras estructuras con las instalaciones con una capacidad superior a 150 personas.</li> <li>○ Edificios y otras estructuras con la escuela primaria o secundaria instalaciones con una capacidad superior a 250 personas.</li> <li>○ Edificios y otras estructuras con una capacidad superior a 500 personas, para las universidades o centros de educación de adultos.</li> <li>○ Centros de salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, con instalaciones de tratamiento de emergencia</li> <li>○ Cárceles y centros de detención</li> </ul> <p>Edificios y otras estructuras, no incluidos en la ocupación Categoría IV, con potencial de causar un impacto económico sustancial, incluyendo pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Centrales eléctricas de generación <sup>a</sup></li> <li>○ Instalaciones de tratamiento de agua</li> <li>○ Instalaciones de tratamiento de aguas residuales</li> <li>○ Centros de telecomunicaciones</li> </ul> <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en el Ocupación Categoría IV (incluyendo pero no limitado a, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o disponen de esas sustancias peligrosas como combustibles, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contiene cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas al resultar peligroso para el público si se liberan.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contienen sustancias tóxicas o explosivas, será elegible para ser clasificadas como de ocupación de Categoría II</p>	III

<p>Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales, incluyendo pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Los hospitales y otros centros de atención de salud que tengan instalaciones de cirugía o tratamiento de emergencia</li> <li>○ Incendios, rescate, ambulancias y estaciones de policía y garajes de vehículos de emergencia</li> <li>○ Refugios de emergencia designados para: terremoto, huracán, y otros.</li> <li>○ Centros de emergencia, la comunicación y la operación de centros y otras instalaciones necesarias para la respuesta de emergencia</li> <li>○ Centrales eléctricas y otras instalaciones de utilidad pública requerida en caso de emergencia</li> <li>○ Estructuras auxiliares (incluyendo, pero no limitado a, torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de enfriamiento, subestación eléctrica, tanques de almacenamiento de agua u otras estructuras de apoyo u otro material de extinción de incendios o equipos) necesario para el funcionamiento de las estructuras de ocupación Categoría IV durante una emergencia</li> <li>○ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, aviones y hangares de emergencia</li> <li>○ Instalaciones de almacenamiento de agua y las estructuras con bomba necesaria para mantener la presión del agua para la extinción de incendios</li> <li>○ Edificios y otras estructuras que tienen funciones críticas de la defensa nacional</li> </ul>	<p>IV</p>
---	-----------

<sup>a</sup> centrales de cogeneración de alimentación de la red nacional será designado Ocupación Categoría II

#### **1.8.4.2.4 Clasificación de las Estructuras de Acuerdo a su Exposición.**

La exposición que tienen las estructuras trata de una distribución de las edificaciones dependiendo de la cantidad de obstáculos que tiene cerca la construcción que se está diseñando, estos obstáculos pueden ser artificiales o naturales.

Una vez seleccionada la dirección proveniente del viento para la edificación se debe determinar dos sectores de donde el viento se genera, cada uno de ellos separados a 45°.



**Rugosidad de la superficie B:** Las zonas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o de otros terrenos con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas que tiene el tamaño de las viviendas unifamiliares o más grandes.

**Rugosidad de la superficie C:** terrenos abiertos con obstrucciones dispersas con alturas generalmente menos de 30 ft (9,1 m). Esta categoría incluye la llanura abierta, los pastizales, y todas las superficies de agua en regiones propensas a huracanes.

**Rugosidad de la superficie D:** Piso, zonas sin obstáculos y superficies de agua regiones fuera propensas a huracanes.

#### **1.8.4.2.4.1 Categoría de Exposición.**

**La Exposición B:** La exposición se aplicará cuando exista una condición de rugosidad en la superficie del suelo, definido por la **SUPERFICIE DE RUGOSIDAD B**, prevalece en la dirección contra el viento por una distancia de al menos 2.600 ft (792 m) o 20 veces la altura del edificio, el que sea mayor.

**EXCEPCIÓN:** para edificios cuya altura media del techo es menor o igual a 30 ft(9,144m), la distancia contra el viento puede ser reducido a 1.500 ft (457 m).

**La Exposición C:** la exposición C, debe ser aplicada para todos los casos en que las exposiciones B o D no se aplican.

**La Exposición D:** la exposición D, se aplicará cuando la superficie de rugosidad del suelo, definido por la **SUPERFICIE DE RUGOSIDAD D**,

prevalece en el dirección de viento a una distancia superior a 5.000 ft (1.524 m) o 20 veces la altura del edificio, el que sea mayor. La exposición D se extenderá a las zonas a favor del viento de **RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE B o C**, durante una distancia de 600 ft (200 m) o 20 veces la altura del edificio, el que sea mayor.

Para un sitio localizado en la zona de transición entre exposiciones de categorías, la categoría resultante de las fuerzas más grandes del viento será utilizada.

**EXCEPCIÓN:** Una exposición intermedia entre los anteriores categorías está permitido en una zona de transición, siempre que se determina por un método de análisis racional se define en la literatura reconocida.

#### **1.8.4.2.5 Coeficiente de Exposición ante la Presión generada por la Velocidad del Viento ( $K_z$ )**

El coeficiente de exposición toma en cuenta el efecto producido por el viento cuando este asciende en altura, el aumento de la velocidad del viento cuando puede producirse por el efecto Föhn, o por la presencia de obstáculos que puedan hacer que el viento cambie. Las edificaciones se verán afectadas por este fenómeno dependiendo de su altura. Para esto se ha considerado varias fórmulas que agrupan la exposición descrita anteriormente con la distancia libre sin obstáculos que tiene la edificación tanto a barlovento como a sotavento y la altura de la edificación, todos parámetros pueden variar la presión que recibe la estructura. Dependiendo del medio que rodea la estructura y la altura de la misma se puede determinar este factor. El código ha realizado una tabla donde

se puede determinar este valor, pero también se ha realizado una ecuación para determinar el mismo:

Para  $15 \text{ ft (4.57 m)} \leq Z \leq Z_g$

Para  $Z < 15 \text{ ft (4.57 m)}$

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{z}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} \qquad K_z = 2,01 * \left(\frac{15}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} \qquad (1.06)$$

Los valores de  $Z_g$  y  $\alpha$  se encuentran en la tabla 6-2 del ASCE 7-05

#### **1.8.4.2.6 Factor Topográfico ( $K_{zt}$ )**

El factor topográfico considera los accidentes geográficos como cerros aislados, colinas o acantilados. Estos accidentes geográficos varían la velocidad del viento, pero para considerar un accidente geográfico como tal debe cumplir las condiciones mencionadas en el código, a continuación se detallada:

Los cerros u obstáculos geográficos deben estar sin obstrucciones a una distancia de 100 veces la altura de la elevación topográfica en estudio.

En el lado de barlovento de la edificación, el accidente geográfico debe encontrarse a un radio de 2 millas (3.22 km).

En la figura 6-4 del ASCE 7-05, se puede determinar factores  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$ . Para determinar los factores mencionados anteriormente es necesario conocer la ubicación de la estructura, la altura del obstáculo geográfico, la distancia desde

la cresta del obstáculo a la edificación y la altura del mismo, a continuación se presentan los valores para determinar dichos estos valores:

H = Altura del accidente geográfico

$L_h$  = Distancia a barlovento tomada desde la cresta donde la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina.

X = Distancia tomada desde la cima del accidente geográfico hacia la edificación

Z = Altura tomada desde el nivel de suelo

Una vez conocida se debe determinar las siguientes relaciones matemáticas:

Para  $K_1$ , es necesario determinar el tipo de accidente geográfico y la relación  $H/L_h$

Para  $K_2$ , es necesario determinar el tipo de accidente geográfico y la relación entre  $X/L_h$

Para  $K_3$ , es necesario determinar el tipo de accidente geográfico y la relación entre  $Z/L_h$

Una vez determinados estos valores se procede a determinar el valor del coeficiente  $K_z$  mediante la siguiente ecuación:

$$K_{zt} = (1 + K_1 * K_2 * K_3)^2 \quad (1.07)$$

#### 1.8.4.2.7 Factor de efecto de Ráfaga (G, G<sub>f</sub>)

El efecto de ráfaga se toma en cuenta porque al determinar la velocidad de viento se considera una duración de 3 segundos, por esta razón existen instantes de tiempo donde la velocidad del viento es mucho mayor.

Para estructuras rígidas debe considerarse 0.85 o mediante la siguiente ecuación:

$$G = 0,925 * \left( \frac{1+1,7*g_Q*I_{\bar{z}}*Q}{1+1,7*g_V*I_{\bar{z}}} \right) \quad (1.08)$$

$$I_{\bar{z}} = c * \left( \frac{33}{\bar{z}} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (1.09)$$

Donde:

$g_Q$  y  $g_V$  se asume el valor de 3.4

$I_{\bar{z}}$  = Intensidad de turbulencia a la altura  $\bar{z}$

$\bar{z}$  = Se considera el 60 % de la altura del edificio

$c$ = se enumeran para cada exposición en la Tabla 6-2 del ASCE 7-05

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63*\left(\frac{B+h}{I_{\bar{z}}}\right)^{0,63}}} \quad (1.10)$$

Donde:

$B$  = Dirección horizontal del edificio perpendicular a la dirección del viento

$h$  = Altura de la edificación

$$L_{\bar{z}} = l * \left( \frac{\bar{z}}{33} \right)^{\bar{\epsilon}} \quad (1.11)$$

$l$  y  $\bar{\epsilon}$  = están en tablas descritas en el código ASCE 7-05

Para estructuras flexibles o dinámicamente sensibles existe la siguiente fórmula:

$$G_f = 0,925 * \left( \frac{1+1,7 * \sqrt{g_Q^2 * Q^2 * g_R^2 * R^2}}{1+1,7 * g_V * I_{\bar{z}}} \right) \quad (1.12)$$

Donde:

$g_Q$  y  $g_V$  se asume el valor de 3.4

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}} \quad (1.13)$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} * R_n * R_h * R_B * (0,53 + 0,47 * R_L)} \quad (1.14)$$

$$R_n = \frac{7,47N_1}{(1+10,3N_1)^{\frac{5}{3}}} \quad (1.15)$$

$$N_1 = \frac{n_1 * L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}} \quad (1.16)$$

$$R_i = \frac{1}{n} - \frac{1}{2n^2} (1 - e^{-2n}) \quad \text{Para } \eta > 0 \quad (1.17)$$

$$R_i = 1 \quad \text{Para } \eta = 0 \quad (1.18)$$

Donde:

$n_1$  = Frecuencia natural de la edificación

$R_i$  = Valor a determinar para los sub índices h, B, L:

$$\text{Para } R_h \rightarrow \eta = 4,6 \frac{n_1 * h}{\bar{V}_{\bar{z}}}$$

$$\text{Para } R_B \rightarrow \eta = 4,6 \frac{n_1 * E * B}{\bar{V}_{\bar{z}}}$$

$$\text{Para } R_L \rightarrow \eta = 15,4 \frac{L}{\bar{V}_{\bar{z}}}$$

$\beta$  = Coeficiente de amortiguamiento

Velocidad de viento horaria a la altura  $\bar{z}$ , se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\bar{V}_{\bar{z}} = \bar{b} * \left(\frac{\bar{z}}{33}\right)^{\bar{\alpha}} * V * \frac{88}{60} \quad (1.19)$$

Donde:

$\bar{\alpha}$  y  $\bar{\beta}$  = Constantes en tablas del código

#### 1.8.4.2.8 Presión de Velocidad de Viento

Este valor se debe evaluar a la altura  $z$  de la edificación, el código presenta la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,00256 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad [\text{Lb/ft}^2] \quad (1.20)$$

#### 1.8.4.2.9 Coeficientes de Presión y Fuerza del Viento

##### 1.8.4.2.9.1 Coeficiente de Presión Interna ( $GC_{pi}$ )

El coeficiente de presión interna depende del tipo de edificación generado en la figura 6-5 del código en mención.

Cuando se traten de edificaciones de gran volumen parcialmente cerrados es necesario multiplicar este factor de presión interna por un factor de reducción:

$$R_i = 0,50 * \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_i}{22800 * A_{og}}}} \right) \leq 1,00 \quad (1.21)$$

Donde:

$A_{og}$  = Área total de aberturas en toda la edificación

$V_i$  = Volumen interno de la estructura

#### **1.8.4.2.9.2 Coeficiente de Presión Externa ( $C_p$ )**

Este coeficiente de presión externa está dado en las figuras 6-6, 6-7 y 6-8 del ASCE 7-05, dependiendo de la estructura y la forma que la misma tenga. Cuando se desee determinar la fuerza de viento de diseño, en estructuras abiertas, el coeficiente de presión externa se denominará  $C_f$  y de la misma manera está determinado por las gráficas 6-17 a 6-23 del ASCE 7-05.

#### **1.8.4.2.10 Determinación de las Cargas de Diseño de Viento**

Las cargas de diseño se generan considerando si la estructura es cerrada, parcialmente cerrada o abierta.

Para estructuras cerradas y parcialmente cerradas se debe tomar en cuenta los signos, es decir, la presión que actúa hacia la superficie de la estructura tiene un signo positivo (+), y negativo (-) cuando las presiones de viento se alejan de la superficie de la estructura que resiste las cargas de viento. Para calcular las presiones de viento en el sistema principal resistente a las cargas de viento en edificios rígidos se tiene la siguiente ecuación:

$$p = q * G * C_p - q_i * GC_{pi} \quad [lb/ft^2] \quad (1.22)$$

Donde:

$q = q_z$  para paredes de barlovento evaluadas a la altura  $z$  del edificio.

$q = q_h$  para paredes de sotavento evaluadas a la altura  $z$  del edificio.

$q_i = q_h$  para paredes en barlovento y en sotavento, paredes laterales y techo de edificios parcialmente cerrados, y presiones negativas evaluadas en edificios parcialmente cerrados.



$q_i = q_z$  para presiones positivas evaluadas en edificios parcialmente cerrados, donde la altura  $z$  es definida como la dimensión más alta de las aberturas del edificio que puede afectar las presiones que puede afectar la presión positiva interna.

Para edificios de poca altura, se presenta la siguiente ecuación:

$$p = q_h * (GC_{pf} - GC_{pi}) \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (1.23)$$

Donde:

$q_h$  = Presión de la velocidad del viento evaluada en el techo a la altura  $h$

$GC_{pf}$  = Coeficiente de presión externa

$GC_{pi}$  = Coeficiente de presión interna

Para edificios flexibles, el cálculo de la presión del viento de los elementos estructurales principales resistentes a la presión del viento se presenta la siguiente ecuación:

$$p = q * G_f * C_p - q_i * GC_{pi} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (1.24)$$

Donde:

$G_f$  = Factor de efecto de ráfaga

$C_p$  = Coeficiente de presión externa

$GC_{pi}$  = Coeficiente de presión interna

Para parapetos la presión del viento que recibe este elemento parte del sistema principal resistente a las presiones del viento, de cualquier tipo de estructuras se determinará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$p_p = q_p * GC_{pn} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (1.25)$$

Donde:

$q_p$  = Presión de velocidad del viento evaluada en la parte superior del parapeto

$GC_{pn}$  = Coeficiente de presión neta, +1.5 para barlovento y -1.0 para sotavento

Para componentes y elementos no principales de edificaciones de alturas pequeñas menores a los 60 ft (18.30 m), se debe evaluar la presión del viento mediante la siguiente ecuación:

$$p = q_h * (GC_p - GC_{pi}) \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (1.26)$$

Donde:

$q_h$  = Presión de la velocidad del viento evaluada en el techo a la altura h

$GC_p$  = Coeficiente de presión externa

$GC_{pi}$  = Coeficiente de presión interna

Para componentes y revestimientos de edificaciones con alturas mayores a 60ft (18.30m), la presión del viento debe determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$p = q * GC_p - q_i * GC_{pi} \quad [\text{lb/ft}^2] \quad (1.27)$$

Donde:

$q = q_z$  para paredes de barlovento evaluadas a la altura z del edificio

$q_i = q_h$  para paredes en barlovento y en sotavento, paredes laterales y techo de edificios parcialmente cerrados, y presiones negativas evaluadas en edificios parcialmente cerrados

$q_i = q_z$  para presiones positivas evaluadas en edificios parcialmente cerrados, donde la altura  $z$  es definida como la dimensión más alta de las aberturas del edificio que puede afectar las presiones que puede afectar la presión positiva interna

$GC_p$  = Coeficiente de presión externa

$GC_{pi}$  = Coeficiente de presión interna

Para paredes independientes rígidas que soportan las presiones de viento se genera la siguiente ecuación:

$$F = q_h * G * C_f * A_s \quad [lb] \quad (1.28)$$

Donde:

$q_h$  = Presión de velocidad evaluada a la altura  $h$

$G$  = Factor de efecto de ráfaga

$C_f$  = Coeficiente de fuerza neta

$A_s$  = Área neta de la pared

Para otro tipo de estructuras se determina la fuerza de viento mediante la siguiente expresión:

$$F = q_h * G * C_f * A_f \quad [lb] \quad (1.29)$$

Donde:

$q_z$  = Presión de velocidad evaluada a la altura  $z$  evaluada en el centroide del área  $A_f$

$G$  = Factor de efecto de ráfaga

$C_f$  = Coeficiente de fuerza neta

$A_f$  = Área normal proyectada del viento

### **1.9. VELOCIDADES DE VIENTOS EN EL ECUADOR**

Actualmente ya existe en el país un mapa de isotacas, que sirva como punto de partida para el estudio y análisis de proyectos tecnológicos, además los datos disponibles de velocidad de viento en el país son muy deficientes lo que reduce considerablemente la precisión de los valores calculados pero para proyectos en los que no se requiera demasiada exactitud pueden brindar mucha ayuda.

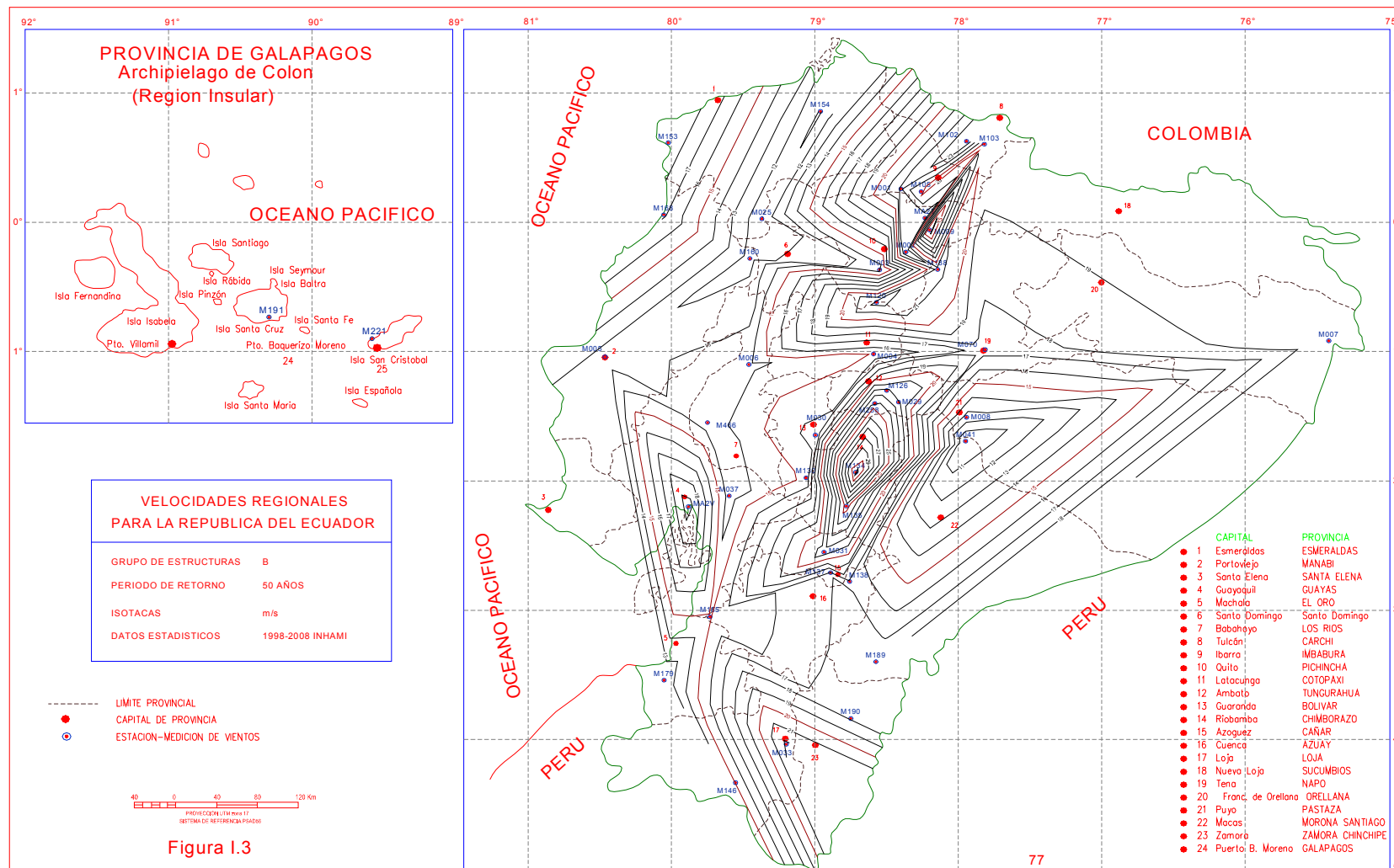
La tesis desarrollada por el Sr. Diego Orozco, "DISEÑO DE EDIFICACIONES RESISTENTES AL VIENTO PARA FACILIDADES PETROLERAS", se elige el código de viento ASCE 7-05 para el diseño de estructuras resistentes al viento ya que se ajuste a las características del Ecuador, considerando las isotacas de velocidad de viento para un periodo de retorno de 50 años, la economía de las edificaciones y las presiones de viento moderadas.

Los registros de velocidades se obtuvieron de 4 estaciones meteorológicas manejadas por la DAC (Dirección de Aviación Civil) ubicadas en aeropuertos de la región oriental.

**BASE DE DATOS AEROPUERTOS DE LA DAC (Dirección de Aviación Civil)**

Tabla 1.4: Velocidades del Viento

<b>NOMBRE (Estación Meteorológica)</b>	<b>LATITUD</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>X UTM (WGS84)</b>	<b>Y UTM (WGS84)</b>	<b>Velocidad máxima de viento (km/h)</b>	<b>Velocidad media de viento (km/h)</b>	<b>Velocidad mínima de viento (km/h)</b>	<b>DIRECCIÓN</b>	<b>ALTITUD (M.S.N.M.)</b>	<b>TEMPERATURA (MÁXIMA) (°C)</b>	<b>TEMPERATURA (MÍNIMA) (°C)</b>
A-LAGO AGRIO	00°05' 01" N	76°52' 01" W	960219,02	10009246,48	54	10,80	10,80	W	299	32	23
A-FRANCISCO DE ORELLANA	00°27' 08" S	76°59' 01" W	947205,25	9949985,66	68,40	10,80	10,80	E	299,9	34	25
A-MACAS	00°27' 08" S	76°59' 01" W	820663,24	9747023,44	64,80	14,40	10,80	N	1000	28	21
A-RIO AMAZONAS	01°29' 08" S	78°02' 07" W	829937,27	9835579,65	82,80	14,40	10,80	N	1043	28	21



**Figura 1.2.** Mapa de Isotacas del Ecuador- Elaborado por Ing. Alex Hurtado

## CAPÍTULO II

### 2. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS EN FACILIDADES PETROLERAS E INDUSTRIALES

#### 2.1. CONCEPTOS BÁSICOS:

**Alta Resistencia:** La alta resistencia del acero por unidad de longitud implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en fuentes de grandes luces, en edificios altos, en galpones y en estructuras fundadas en suelo deficiente.

**Brida:** Pieza metálica que sirve para ensamblar vigas o tubos metálicos fijándola con clavos o tornillos.

**Bulón:** se utiliza para denominar tornillos de tamaño relativamente grande, con rosca solo en la parte extrema de su cuerpo, utilizados en obras de ingeniería, maquinaria pesada, vías férreas, etcétera.

Normalmente se disponen con la correspondiente arandela, que suele ser de presión, y se manipulan mediante llaves especiales.

**Cabios:** son elementos de sostén, eventualmente apoyados en correas, vigas cumbreras, vigas perimetrales, muros, columnas o cualquier otro elemento con funciones estructurales y dimensiones adecuadas a las sollicitaciones que correspondan a cada caso particular.

**Camber:** una curvatura hacia arriba de una viga para compensar la desviación de carga.

**Crujía:** es el espacio comprendido entre dos muros de carga, dos alineamientos de pilares (pórticos), o entre un muro y los pilares alineados contiguos.

Constructivamente es cada una de las partes principales en que se divide la planta de un edificio. Se denomina primera crujía a la situada más próxima a la fachada, numerándose correlativamente hacia el interior de la edificación.

**Distorsión horizontal de diseño:** Es el desplazamiento horizontal de piso amplificado.

**Distorsión lateral de piso:** Es el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan un piso dividido por la altura de piso, en radianes.

**Ductilidad:** La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tracción.

**Durabilidad:** es el mantenimiento de las estructuras de acero, si es adecuado duran indefinidamente.

En estos momentos existen dos alternativas para la protección del acero:

**1.- Pintura anticorrosiva:** Pintura especial que inhibe la formación de óxido, esto al aislar la superficie de acero del ambiente.



Para la aplicación de la pintura se requiere un tratamiento de las superficies, que eliminen las impurezas, restos de acero, soldaduras, grasas, etc., y que pueden afectar la adherencia entre la pintura y el acero.

**2.- Galvanizado en caliente:** Se trata de la inmersión de perfiles individuales o de una estructura completa en una tina con zinc. El zinc, a 400 °C se presenta en estado líquido y se adhiere a la superficie de acero, formando una película protectora.

Para el galvanizado en caliente se requiere una limpieza química que se realiza en la planta de tratamiento y que consiste en sumergir la pieza, tal como viene desde la fundición, a un baño con algunos ácidos que remueven los residuos superficiales de grasas, óxido, pinturas, etc. El perfil, desde la fundición, viene ya con una limpieza en que se han retirados las partículas residuales de soldadura, rebabas, etc.

El galvanizado en caliente tiene algunas restricciones de acuerdo al tamaño de las piezas a proteger. Dentro de este punto también se puede señalar lo referente a la **protección antifuego**, en que se tienen varios sistemas de protección de tipo pasiva, como la pintura intumescente, el shotcret, o la protección con láminas.

La pintura intumescente, se trata de una pintura que reacciona con el fuego, formando una capa aislante que retarda el paso de la temperatura hacia el acero.

El shotcret, se trata de la colocación de una capa de mortero de hormigón sobre las láminas de acero y que evitan el avance de la temperatura sobre el perfil.

Las láminas de protección, son láminas como la volcanita, que evitan que el fuego alcance el acero, retardando su degradación por la temperatura.

**Elasticidad:** este módulo, conocido por Young resulta de la relación entre el esfuerzo que se aplica y la deformación elástica resultante. Para todos los aceros, E tiene un valor constante de  $2,10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

**Nudo viga-columna:** Elemento estructural formado por la intersección de una o más vigas y una columna, que incluye: el panel nodal, las uniones viga-columna y sus conectores, como también los elementos rigidizantes (placas de continuidad, placas de refuerzo nodal y cartelas sí las hubiere).

**Panel nodal:** Es la parte del nudo viga-columna constituida por el área rectangular del alma de la columna en la intersección con la viga, circunscripta por las alas de la columna y por las placas de continuidad.

**Placas de continuidad:** Placas rigidizadoras ubicadas en los bordes superior e inferior del panel nodal, también se conocen como rigidizadores transversales.

**Rótula plástica:** La articulación plástica es la plastificación localizada del material, donde la sección rota libremente alrededor de su eje neutro, en el sentido del momento exterior aplicado. La articulación plástica se comporta como una rótula perfecta, similar a otra real constructiva, con la diferencia que

está libre de fricción y que en ella el momento no es nulo, sino máximo e igual al momento plástico de la sección.

La hipótesis simplificativas suponen que cada articulación plástica está localizada en un punto, cuando en realidad la plastificación no se limita a una única sección sino que se extiende en una zona de mayor o menor extensión dependiendo del tipo de carga actuante y de la geometría de la sección.

Usualmente se acepta que cuando la sección transversal es rectangular y la carga exterior es concentrada, la zona plástica se extiende en una longitud igual a  $L/3$  de la viga, pero en secciones doble T de alas anchas con igual tipo de carga, esta longitud será solamente igual a  $L/9$  en el centro de la luz.

Por ello en el cálculo de las deformaciones y para la colocación de arriostramientos, se debe tomar en cuenta la longitud completa de la articulación.

**Sistema dual:** Es un sistema estructural que posee las siguientes características:

- 1) Es esencialmente un pórtico que resiste cargas gravitatorias.
- 2) Posee una resistencia a cargas laterales provista por la combinación de pórticos sismorresistentes no arriostrados, que son capaces de resistir al menos el 25 % el corte, y pórticos sismorresistentes arriostrados.
- 3) Cada sistema está diseñado para resistir una parte de la fuerza lateral total según su rigidez relativa.

**Tenacidad:** La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad. Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad.

**Uniformidad:** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

## **2.2. INTERACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Las estructuras de acero han evolucionado y como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas.

### **2.2.1. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS**

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, bulones o ambos. Las barras componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la cual también se los denomina “pórticos a momentos”.

Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones AISC 341- 05 consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales,

intermedios u ordinarios. Los pórticos especiales requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos, lo cual permite utilizar un factor de modificación de respuesta  $R$  mayor (y por ende la acción sísmica es menor).

En contraposición, los pórticos ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores y menor nivel de detalle.

Se deberá evaluar las características y condicionantes de cada caso para encontrar la solución óptima, considerando aspectos estructurales, constructivos y de costo.

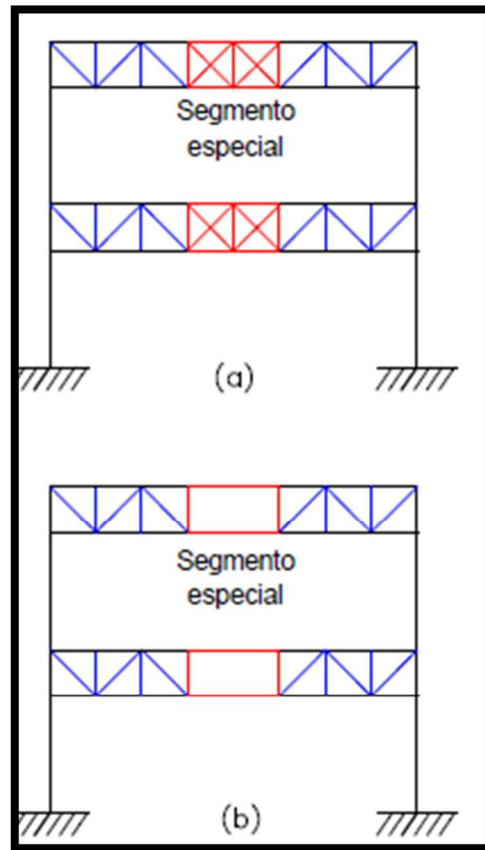


**Figura 2.1.** Estructura de pórticos no arriostrados

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las cuales son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión.

Dentro de las alternativas que ofrece este tipo estructural, las especificaciones sísmicas AISC 341-05 contemplan un caso particular: los pórticos con vigas

reticuladas. Éstos se caracterizan por contar con un segmento especial en la viga que se diseña para deformaciones inelásticas significativas cuando es sometido a la acción del sismo, de acuerdo a un mecanismo de deformación plástica.

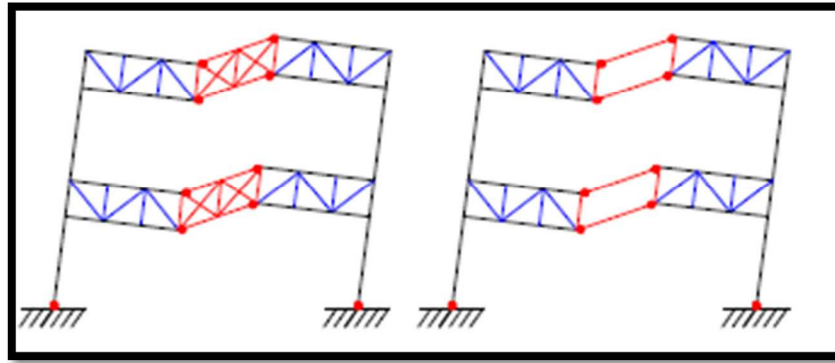


**Figura 2.2.** Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas,

(a) segmento especial con reticulado en X, y

(b) segmento con panel Vierendeel.

La disipación de energía resulta de la fluencia por flexión en los cordones de la viga y la fluencia axial y pandeo de las barras diagonales dentro del segmento especial. Las partes restantes de la viga y las columnas se diseñan para permanecer en rango elástico.



**Figura 2.3.** Deformación plástica para pórticos no arriostrado con viga reticulada.

De acuerdo a las especificaciones AISC 341-05, la luz de la viga reticulada no debe exceder los 20 m y su altura total no debe ser mayor que 1.8m.

La longitud del segmento especial debe estar comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la luz de la viga (el primer límite surge de consideraciones para controlar la demanda de ductilidad en los componentes que fluyen, mientras que el segundo límite se debe a razones prácticas). La relación entre la longitud y la altura de cualquier panel dentro de la zona del segmento especial debe estar comprendida entre 0.67 y 1.5.

Es recomendable disponer el segmento especial en la zona central de la viga, debido a que el esfuerzo de corte producido por las cargas gravitatorias es mínimo en esta posición.

Los pórticos especiales con viga reticulada presentan un comportamiento dúctil, con una respuesta cíclica estable hasta derivas de piso del 3%.

### 2.2.2. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura.

La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión.

Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Se pueden plantear diferentes configuraciones:



**Figura 2.4.** Vista de un pórtico arriostrado concéntrico utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de hormigón armado.



La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño.

Los arriostramientos concéntricos de acero presentan ventajas significativas para la rehabilitación sísmica de estructuras y es posible colocar solamente riostras de acero para rehabilitar estructuras aporricadas existentes.

### **2.2.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE**

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la deriva de piso.

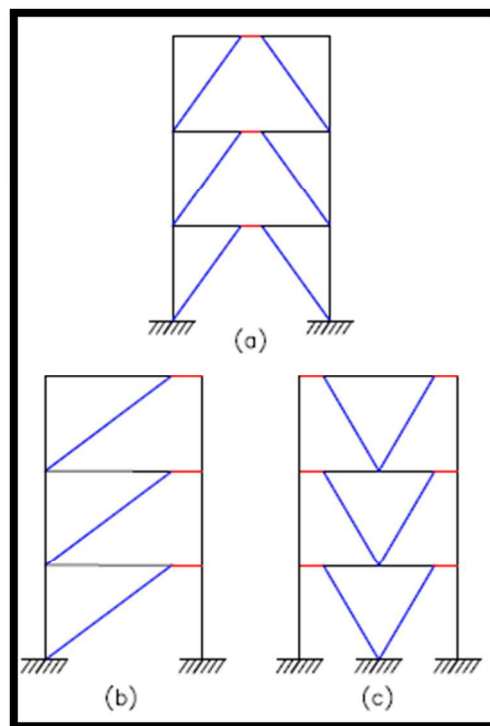
Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas.

Las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados.

Estas zonas, llamadas enlaces se diseñan especialmente para disipar energía mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico.

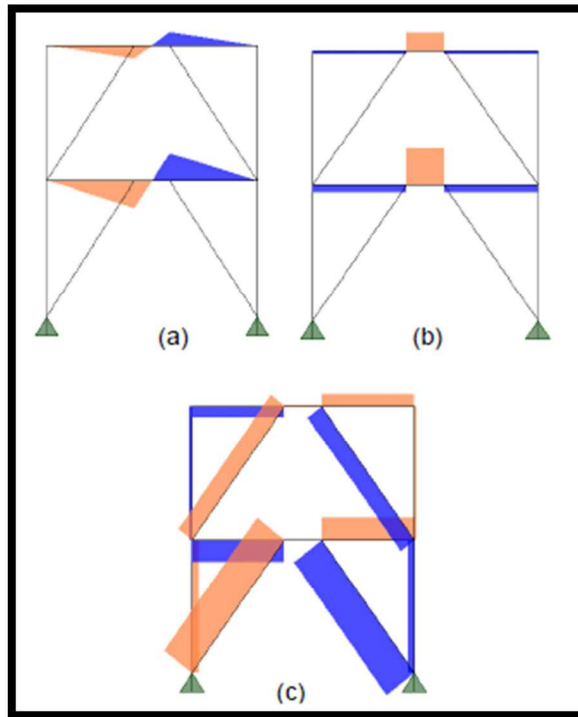
No es recomendable generar la zona de enlace en las columnas, debido a que en ese caso el esfuerzo axial (variable por efecto de la acción sísmica) dificulta la determinación precisa de la resistencia a flexión y corte. Además, la falla no deseada del enlace en la columna tendría consecuencias mucho más graves que si el mismo se dispusiera en las vigas.

Es importante destacar que la conexión viga-columna se encuentra ubicada en una zona dúctil con altas sollicitaciones, de modo que debe diseñarse con requerimientos similares a los aplicados en el caso de conexiones en pórticos no arriostrados dúctiles.



**Figura 2.5.** Pórticos arriostrados excéntricos.

Los esfuerzos típicos que la acción sísmica induce en este tipo de pórticos de dos pisos se presentan a continuación:



**Figura 2.6.** Diagramas de esfuerzos por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales.

La conexión excéntrica genera esfuerzos elevados de flexión y corte en la zona del enlace. Estos esfuerzos son los que producen la fluencia en dicha zona, disipando energía y asegurando así una adecuada ductilidad al sistema.

El enlace puede diseñarse por corte o por flexión, siendo el primer mecanismo de fluencia el más conveniente.

Esta zona debe diseñarse y detallarse en forma adecuada para asegurar una respuesta dúctil y estable, controlando los efectos de inestabilidad por pandeo local, mediante rigidizadores.

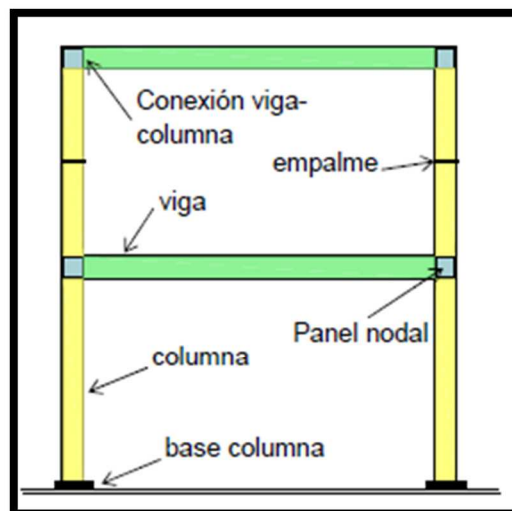
## 2.3. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS EN FACILIDADES PETROLERAS E INDUSTRIALES

### 2.3.1. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS O PÓRTICOS A MOMENTOS

Los pórticos no arriostrados, o pórticos a momentos, están formados por distintos componentes que se vinculan entre sí para formar una estructura resistente; usualmente los componentes principales son rectilíneos y se disponen en posición vertical (columnas) y horizontal (vigas).

Desde el punto de vista estructural, los efectos del diseño, se deben considerar los siguientes componentes:

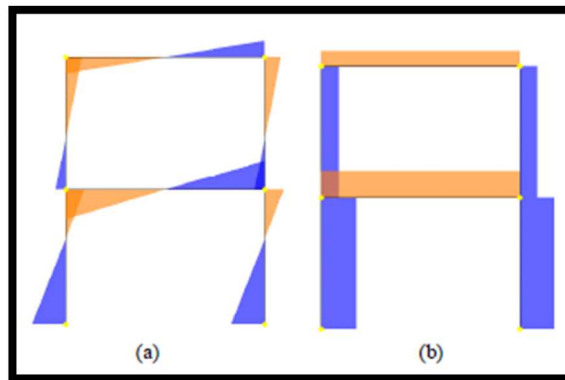
- vigas
- columnas
- conexiones viga-columnas
- panel nodal (o zona panel)
- empalmes
- base de columnas



**Figura 2.7.** Componentes estructurales de un pórtico no arriostrado.

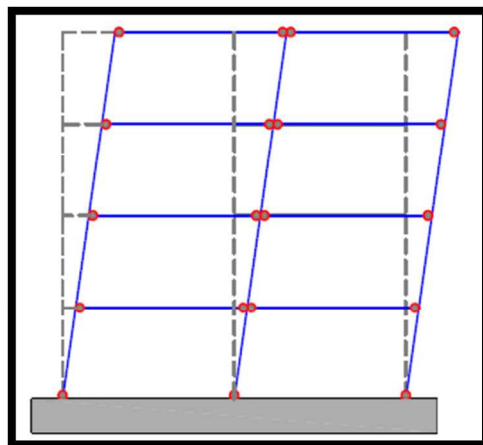
### 2.3.1.1. Comportamiento Estructural

Las distintas cargas que actúan sobre los pórticos no arriostrados inducen esfuerzos internos, controlando el diseño los momentos flectores. Para el caso particular de la acción sísmica los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde pueden formarse rótulas plásticas para permitir la disipación de energía por fluencia del acero.



**Figura 2.8.** Diagramas de (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica.

Se puede lograr una excelente respuesta estructural si se induce, a través del diseño, la formación de un mecanismo de “viga débil columna fuerte”.



**Figura 2.9.** Mecanismo de deformación plástica de un pórtico no arriostrado (mecanismo viga débil-columna fuerte).

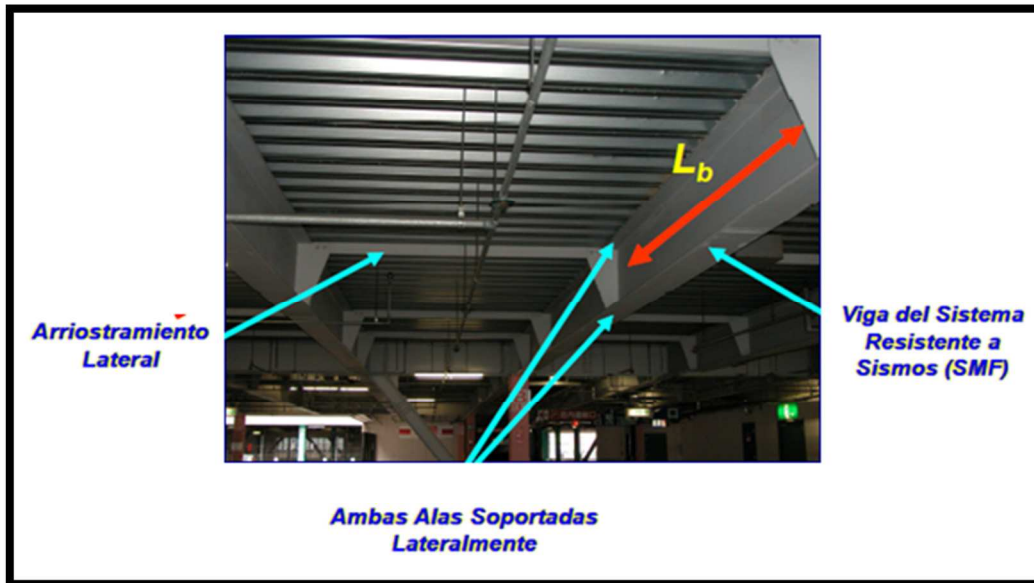
En este mecanismo, las rótulas plásticas se forman en los extremos de las vigas, mientras las columnas permanecen en rango elástico (con excepción de la base de las columnas). Las columnas están sometidas a carga axial variable por el efecto del sismo, lo cual afecta la resistencia y ductilidad de las mismas; además, la falla de una columna puede originar colapso parcial o total del edificio, mientras que la misma falla en un viga presenta efectos menos significativos. Estas son las razones principales por las que se protegen las columnas del pórtico, mediante la condición de que las mismas se mantengan en rango elástico. Para lograr este objetivo es de fundamental importancia aplicar los conceptos del diseño por capacidad.

Las especificaciones AISC 341-05 definen tres tipos de pórticos no arriostrados: especiales (SMF), intermedios (IMF) y ordinarios (OMF), de acuerdo al grado de comportamiento dúctil que se considera en el diseño. La diferencia fundamental entre ellos es que se diseñan con distintos niveles de capacidad de rotación inelástica en las rótulas plásticas.

#### **2.3.1.2. PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES**

Los pórticos no arriostrados especiales son lo que presentan mayor capacidad de disipación de energía y, acorde a ello, se diseñan con un factor de respuesta elevado.

Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas y en menor medida en los paneles nodales de las columnas.



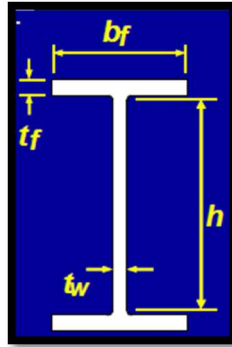
**Figura 2.10.** Pórticos No Arriostrados Especiales

La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas.

Con estos requisitos se logra que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable. Las rótulas plásticas deben exhibir una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes, como mínimo.

#### 2.3.1.2.1. Limitaciones en Vigas

- a. **Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser sísmicamente compactas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.



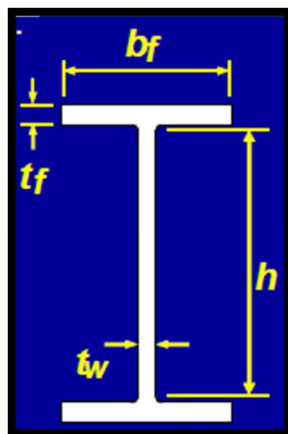
$$\text{Alas de Viga} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (2.01)$$

$$\text{Alma de Viga} = \frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

**b. Alas de Vigas:** No se permite alterar las alas de las vigas en la zona de rótulas plásticas, a menos que se demuestre a través de ensayos calificados que la misma puede lograr en dicha región incursiones inelásticas estables.

### 2.3.1.2.2. Limitaciones en Columnas

**a. Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser sísmicamente compactas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.





$$\text{Alas de Columnas} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (2.02)$$

**Alma de Columnas=**

$$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0,125 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,14 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} * \left[ 1 - 1,54 * \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0,125 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,12 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} * \left[ 2,33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1,49 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

### 2.3.1.2.3. Arriostamiento Lateral de Vigas

Las Alas de las Vigas del sistema resistente a sismos deben estar debidamente arriostradas lateralmente para controlar el pandeo lateral torsional de las mismas.

$$L_b \leq 0,086 \left( \frac{E_s}{F_y} \right) * r_y \quad (2.03)$$

Donde:

$L_b$ =distancia entre arriostramientos laterales

$r_y$ = radio de giro menor



**Figura 2.11.** Arriostramientos Laterales

#### 2.3.1.2.4 Conexión Viga-Columna:

Las conexiones viga-columna de pórticos no arriostrados especiales que forman parte del sistema sismorresistente de una construcción deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondiente a un nivel de derivas de piso total de 0.04 radianes. Este nivel de derivas es equivalente a una rotación plástica en las rótulas de 0.03 radianes (considerando que la deriva elástica de piso es 0.01radianes).
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo  $0.8 M_p$  de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes ( $M_p$  es el momento de plastificación de la viga calculado con el esfuerzo de fluencia para el acero especificado).
- La resistencia a corte requerida de la conexión, por efecto sísmico, debe calcularse como:

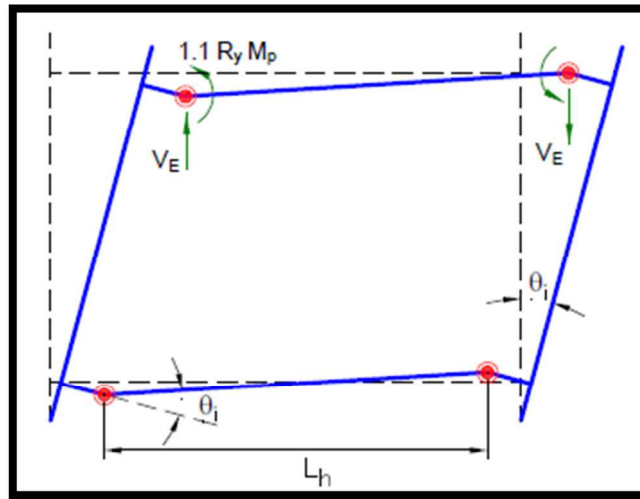
$$V_E = 2 (1.10 R_y M_p) / L_h \quad (2.04)$$

Donde:

$V_E$ : resistencia de corte requerida de la conexión

$R_y$ : es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperada y el esfuerzo mínimo de fluencia,  $F_y$

$L_h$ : es la distancia entre rótulas plásticas en la viga.



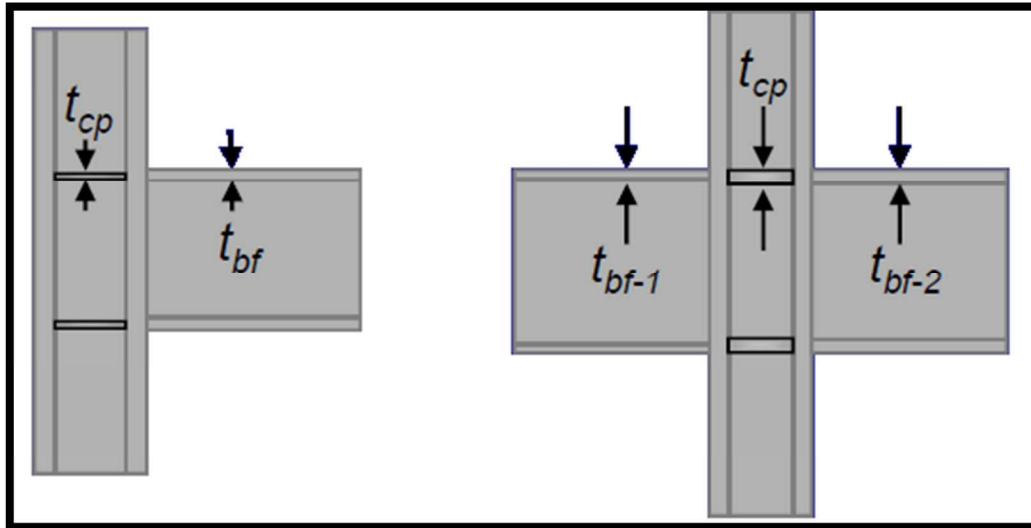
**Figura 2.12.** Conexiones Viga-Columna de Pórticos No Arriostrados Especiales

### 2.3.1.2.5 Planchas de Continuidad

El espesor de las planchas de continuidad debe determinarse según el siguiente criterio:

- En nudos exteriores el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- En nudos interiores el espesor de las placas deber ser como mínimo igual al espesor mayor de las alas de las vigas que llegan al nudo.
- Las placas deben cumplir con los criterios indicados en la Sección J10.8 de las especificaciones AISC 360-05, donde se definen las condiciones de rigidizadores adicionales para cargas concentradas.

a) En las Uniones Viga-Columna deben incorporarse planchas de continuidad de conformidad a las conexiones precalificadas utilizadas y siguiendo los parámetros mínimos que se describen a continuación:



**Figura 2.13.** Uniones Viga-Columna con Planchas de Continuidad

$$t_{cp} \geq \frac{1}{2} * t_{bf} \quad (2.05)$$

$$t_{cp} \geq \text{Mayor valor entre } (t_{bf1} \text{ y } t_{bf2})$$

**b)** Podrían Omitirse las Planchas de Continuidad si se presentan las siguientes condiciones:

- Si al Realizar el Análisis y Diseño de la Conexión Precalificada, no son requeridas las planchas de continuidad para las fuerzas concentradas en la columna debido a los Momentos Máximos probables provenientes de las vigas.
- Las planchas no son requeridas cuando el espesor de las alas de la columna,  $t_{cf}$ , cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{cf} > 0,54 \sqrt{b_{bf} * t_{bf} * \frac{F_{yb} * R_{yb}}{F_{yc} * R_{yc}}} \quad (2.06)$$

$$t_{cf} > \frac{b_{bf}}{6} \quad (2.07)$$

Donde:

$F_{yb}$  = esfuerzo de fluencia mínimo de la viga

$F_{yc}$  = esfuerzo de fluencia mínimo de la columna

$R_{yb}$  = es la relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo para la viga

$R_{yc}$  = es la relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo para la columna.

$b_{bf}$  = ancho del ala de la viga

$t_{bf}$  = espesor del ala de la viga

### 2.3.1.2.6. Relación de Momentos Columna-Viga

Para establecer un Criterio Columna Fuerte – Viga Débil, debe cumplirse en cada junta la Relación de Momentos presentada, salvo algunas excepciones.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1,00 \quad (2.08)$$

De no cumplirse la relación de momentos presentada podría generarse un Mecanismo de colapso de piso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.

Donde:

$\sum M^*_{pc}$  = Sumatoria de los momentos teóricos resistentes a flexión plástica de las columnas incluyendo la reducción de la carga axial mayorada, ubicadas en los extremos (superior e inferior) de las conexiones a momentos de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de vigas y columnas que concurren al nudo.

$\sum M^*pb$ =Sumatoria de los momentos resistencias esperados a flexión ubicados en las rótulas plásticas de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y las columnas que concurren al nudo.

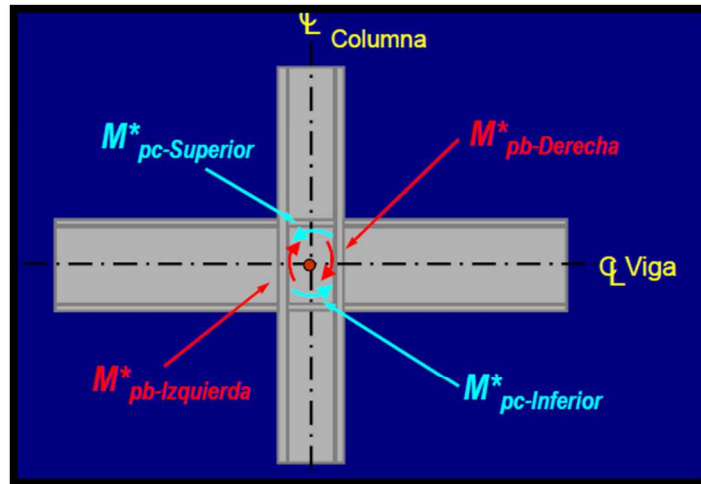


Figura 2.14. Relación de Momentos Columna-Viga

$$\sum M^*pc = M^*pc - Superior + M^*pc - Inferior$$

$$\sum M^*pb = M^*pb - Izquierda + M^*pb - Derecha$$

○ Cálculo de  $M^*pb$

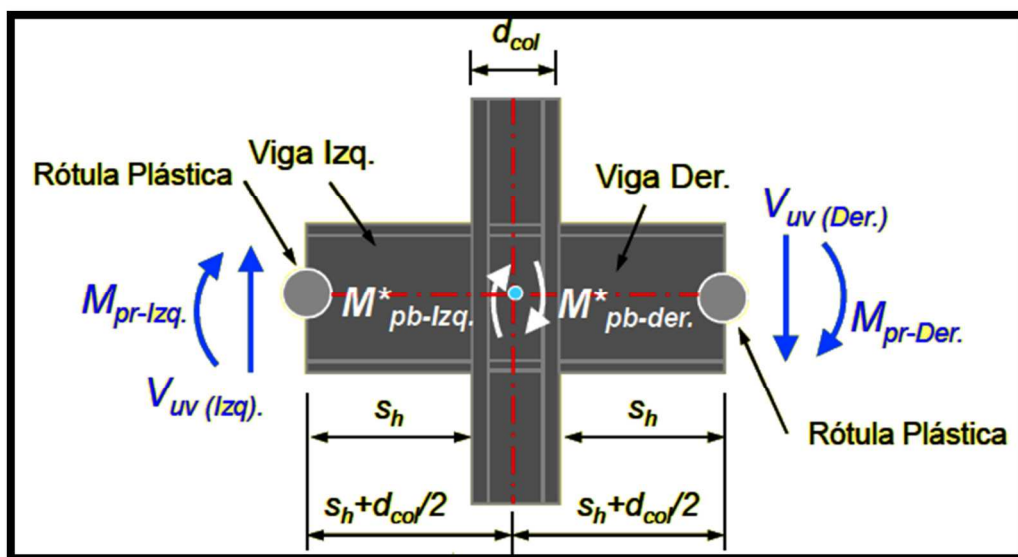


Figura 2.15. Esquema de cálculo de  $M^*pb$

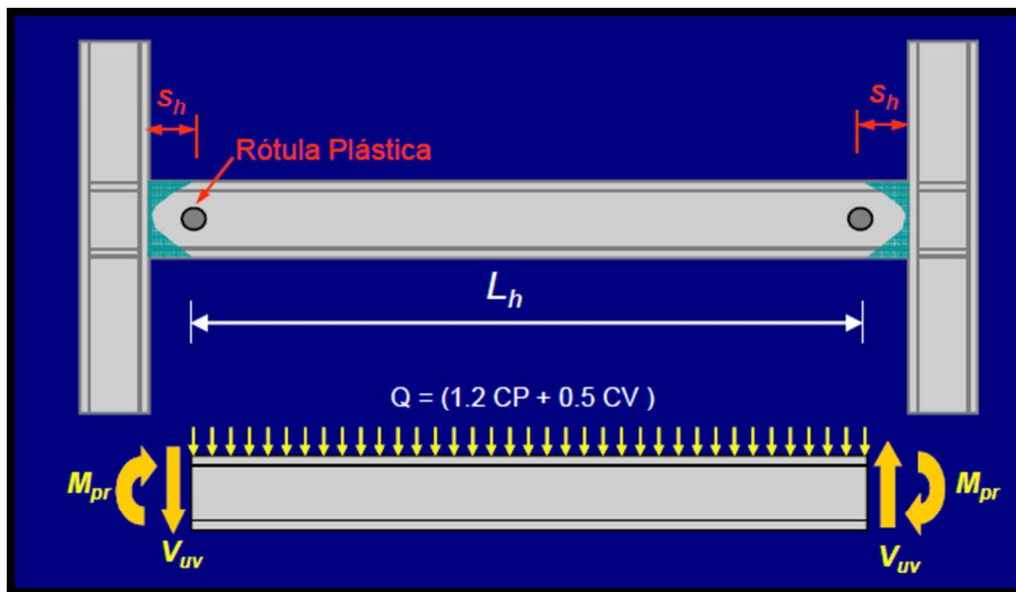
$$M^*_{pb} = M_{pr} + V_{uv} \left( S_h + \frac{d_{col}}{2} \right) \quad (2.09)$$

Donde:

$M_{pr}$  = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga

$V_{uv}$  = Resistencia Esperada a Corte actuando en la rótula plástica de la viga

$S_h$  = es la distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna (Depende de la Conexión Utilizada)



**Figura 2.16.** Despiece de viga para el cálculo de momentos

$$M_{pr} = 1,10 * R_y * M_p = 1,10 * R_y * Z_b * F_y b \quad (2.10)$$

$$V_{uv} = \left( \frac{2M_{pr}}{L_h} \right) + V_g \quad (2.11)$$

$$V_g = \frac{Q * L_h}{2} \quad (2.12)$$

- Cálculo de  $M^*_{pc}$

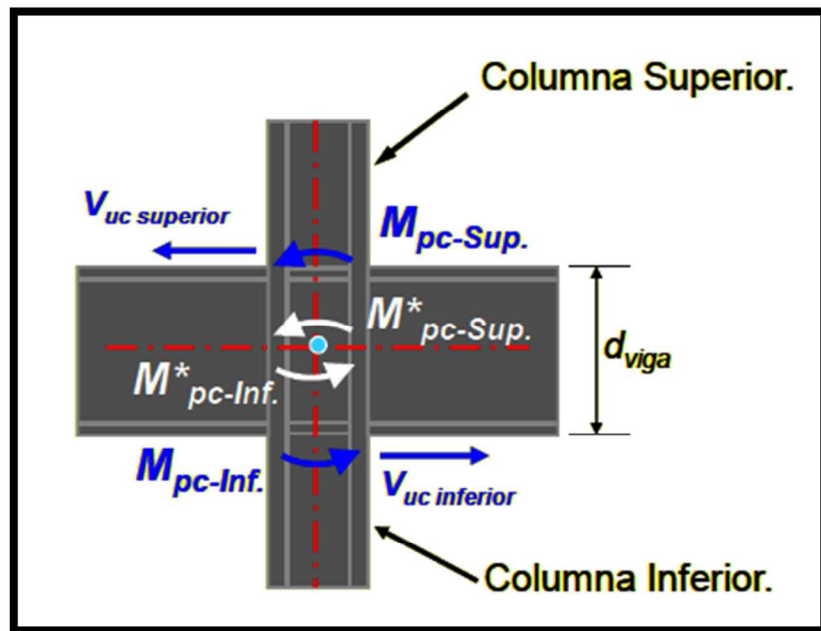


Figura 2.17. Diagrama de cuerpo libre de  $M^*_{pc}$

$$M^*_{pc} = M_{pc} + V_{uc} \left( \frac{d_{viga}}{2} \right) \quad (2.13)$$

Donde:

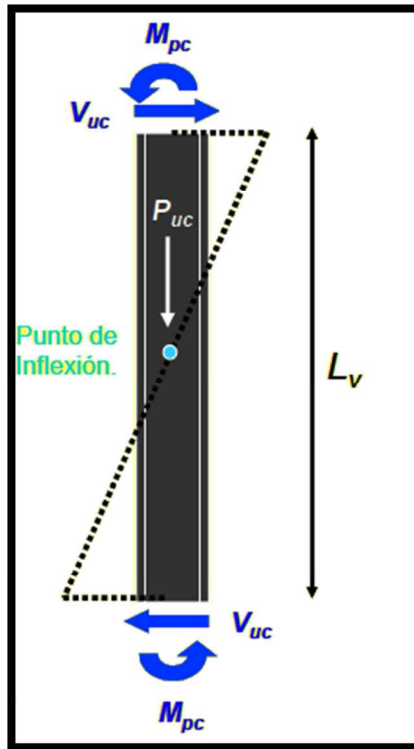
$M_{pc}$  = Resistencia Teórica a Flexión de la Columna incluyendo la Carga Axial Mayorada.

$V_{uc}$  = Resistencia Esperada a Corte de la Columna actuando en la cara de la viga.

$P_{uc}$  = Carga Axial Mayorada actuando en la columna.

$A_g$  = Área gruesa de la columna.





**Figura 2.18.** (a) Despiece de columnas para el cálculo de momentos

$$M_{pc} = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (2.14)$$

$$V_{uc} = \left( \frac{2M_{pc}}{L_v} \right) \quad (2.15)$$

### 2.3.1.2.7. Conexiones Viga-Columna con Arriostamiento Lateral

- a) En las conexiones Viga – Columna, las alas de la columna se podrán arriostar lateralmente solo en el nivel de las alas superiores de las vigas, cuando se demuestre que fuera de la zona del panel, la columna permanece elástica. Se considera que la columna permanece elástica cuando la relación de Momentos Columna/Viga es mayor que 2.00

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 2,00 \quad (2.16)$$

- b) Si la relación de Momentos Columna/Viga es menor a 2.00, se aplicarán las siguientes disposiciones:
- Las alas de la columna estarán soportadas lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas.
  - El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una sollicitación mayorada igual al dos por ciento (2 %) de la resistencia teórica del ala de la viga ( $F_{yb} * b_f * t_f$ ).
  - Las alas de la columna se soportarán lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

#### **2.3.1.2.8. Conexiones Viga-Columna sin Arriostramiento Lateral**

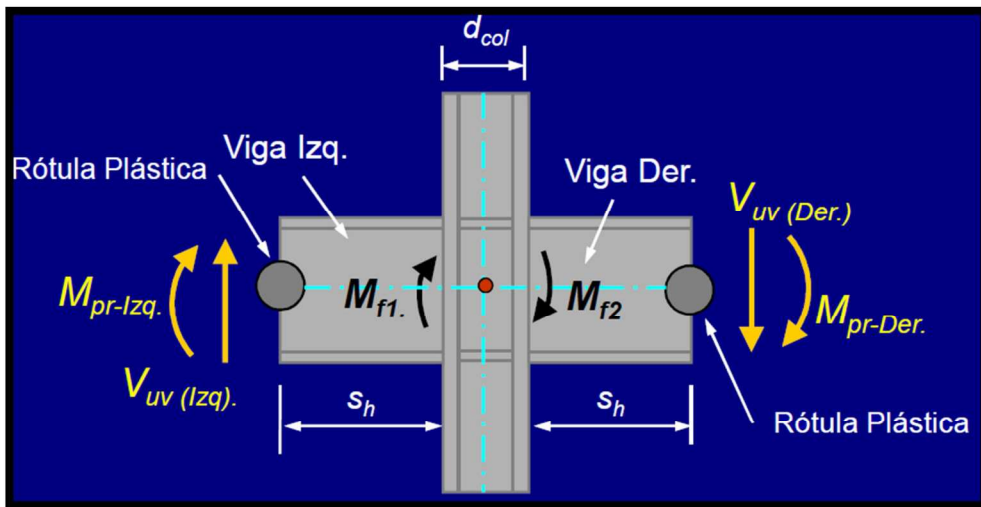
Las columnas con conexiones Viga-Columna sin soporte lateral en la dirección transversal al del pórtico sísmico, se diseñarán utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección, excepto que:

- La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para las combinaciones de cargas establecidas, siendo la acción sísmica S el menor valor entre:

La fuerza sísmica amplificada  $\Omega_o$ ,  $Sh$ , donde  $Sh$  representa la componente horizontal de la fuerza sísmica.

Ciento veinticinco por ciento (125 %) la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del nudo.

- Para estas columnas, la relación de esbeltez  $L/r$  no excederá de 60.
- En dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento generado por la fuerza en el ala de la viga, más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.



**Figura 2.18.** (b) Diagrama de Cuerpo Libre del Nudo Estructural

$$M_f = M_{pr} + V_{uv} \times S_h \quad (2.17)$$

Donde:

$M_f$ : Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna

$M_{pr}$ : Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga

$V_{uv}$ : Resistencia Esperada a Corte actuando en la rótula plástica de la viga

### 2.3.1.2.9. Zona del Nudo

#### a) Diseño de la Zona del Panel (Junta Viga-Columna)

$$Ru \leq \phi_v Rv \quad (2.18)$$

Donde:

$$\phi_v = 1,0$$

$Rv$  = Resistencia Nominal basada en el estado límite de fluencia por Corte

$$Ru = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc}$$

$Ru$  = Resistencia requerida por corte

#### b) Definición de $Rv$ (Resistencia a Corte)

Cuando  $P_u \leq 0.75 P_y$  en la Columna:

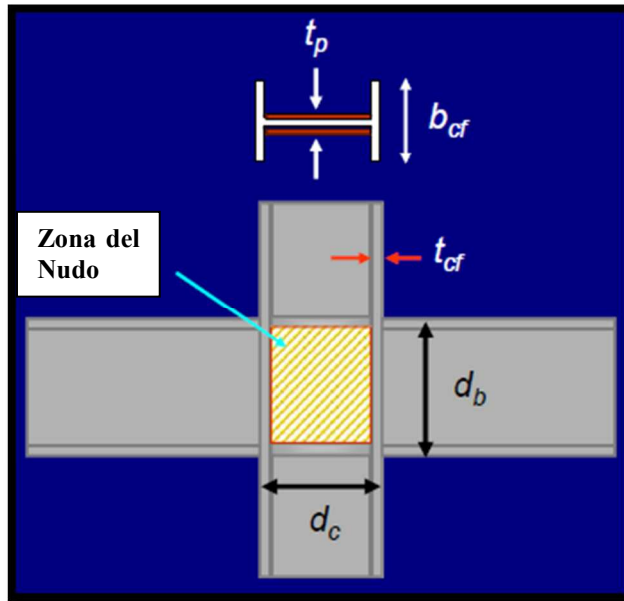
$$Rv = 0,6 * F_y * d_c * t_p \left[ 1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{(d_b * d_c * t_p)} \right] \quad (2.19)$$

Cuando  $P_u > 0.75 P_y$  en la Columna:

$$Rv = 0,6 * F_y * d_c * t_p \left[ 1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{(d_b * d_c * t_p)} \right] * \left[ 1,9 - \frac{1,2 * P_u}{P_y} \right] \quad (2.20)$$

#### c) Parámetros en la zona del nudo

$$P_y = F_y * A_g \quad (2.21)$$



**Figura 2.19.** Diagrama de identificación del Nudo

Donde:

$d_c$  = Altura de la Columna

$d_b$  = Altura de la Viga

$b_{cf}$  = Ancho del Ala de la Columna

$t_{cf}$  = Espesor del Ala de la Columna

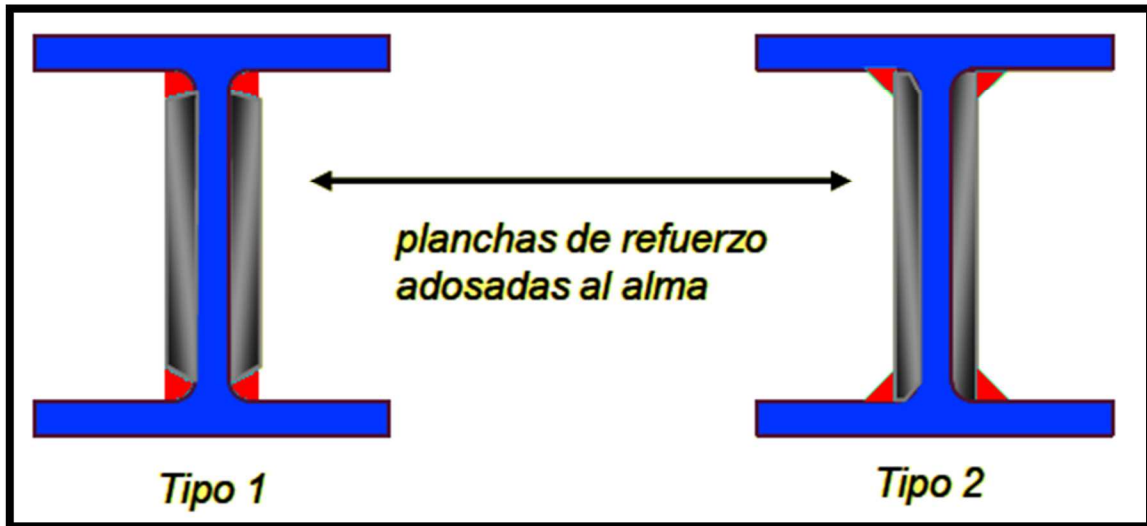
$F_y$  = Resistencia Cedente de la Columna

$A_g$  = Área Gruesa de la Columna

$t_p$  = Espesor Total del Alma de la Columna, incluyendo las planchas adosadas de refuerzo

**d) Incorporación de planchas refuerzo en el alma de columnas en la zona del nudo.**

Si  $R_u \leq \phi_v R_v$   $\longrightarrow$  Requiere planchas de refuerzo



**Figura 2.20.** Refuerzo en el Alma de las Vigas

### **2.3.1.3 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ORDINARIOS**

Los pórticos no arriostrados ordinarios o convencionales se diseñan para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios. Por esta razón, muchas de las restricciones y condiciones descritas previamente no se aplican a los pórticos ordinarios. El factor de modificación de respuesta es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos.

### **2.3.1.4 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS**

Los pórticos no arriostrados intermedios son los que presentan capacidad de disipación de energía moderada y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales.

Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas.

Las especificaciones sísmicas AISC vigentes indican los requisitos propios que deben cumplir los pórticos intermedios, que en este caso son menos estrictos que para los pórticos especiales. Se requiere también del uso de conexiones precalificadas y los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas.

Tabla 2.1: Requerimientos de diseño para pórticos no arriostrados

Requerimiento	Categoría		
	Especial	Intermedio	Ordinario
Factor R	8	4.5	3.5
Capacidad de rotación plástica en rótulas	0.03	0.01	--
Distorsión de piso en las conexiones	0.04	0.02	--
Conexiones viga-columna	Precalificada o verificación experimental	Precalificada o verificación experimental	No
Zonas protegidas	Extremo de viga	Extremo de viga	No
Verificación panel nodal	Si	No	No
Relación ancho-espesor	$\lambda_{ps}$	$\lambda_p$	No
Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas	Si	No	No
Restricción lateral en nudos	Si	No	No
Restricción lateral en vigas	Si $L_b = 0.086 r_y E/F_y$	Si $L_b = 0.17 r_y E/F_y$	No

### 2.3.2 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

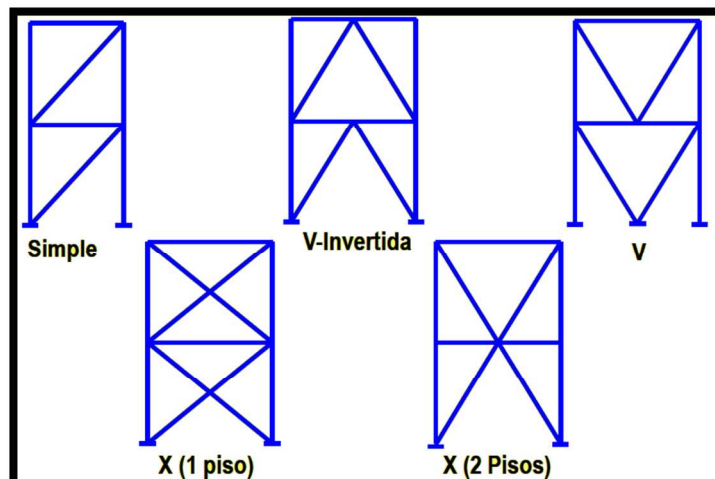
Los arriostramientos concéntricos representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada. Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo

inducen, principalmente, esfuerzos axiales en las barras del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la cual permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño.



**Figura 2.21.** Pórticos arriostrados concéntricamente

### 2.3.2.1 Configuraciones Geométricas de las Riostras



**Figura 2.22.** Geometría de las Riostras



### 2.3.2.2 Desempeño Estructural:

Es un sistema capaz de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones inelásticas moderadas. El sistema posee una gran rigidez elástica.

Los mecanismos que pueden presentarse son:

- Fluencia en los arriostramientos en Tracción.
- Pandeo en los arriostramientos en Compresión.

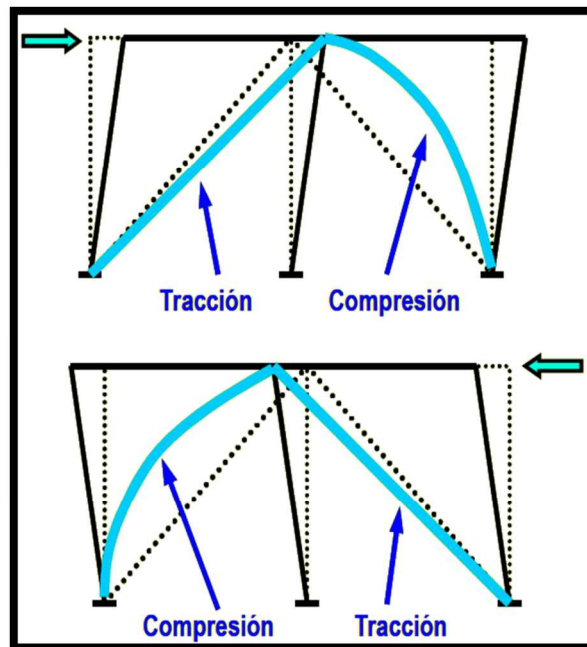
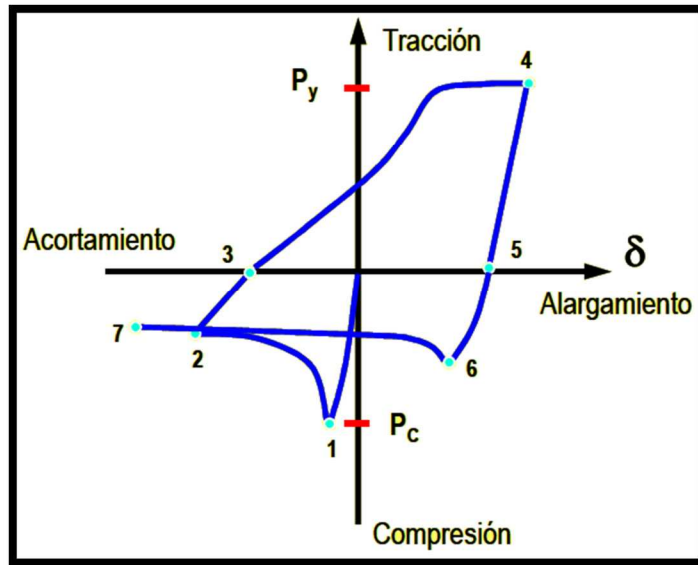


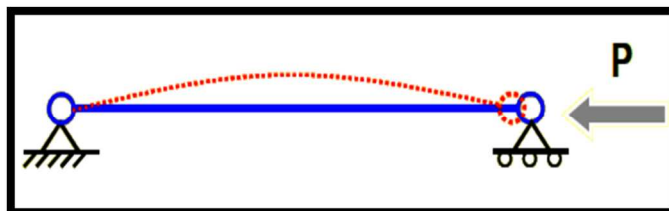
Figura 2.23. Esfuerzos en las riostras

### 2.3.2.2.1 Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico.

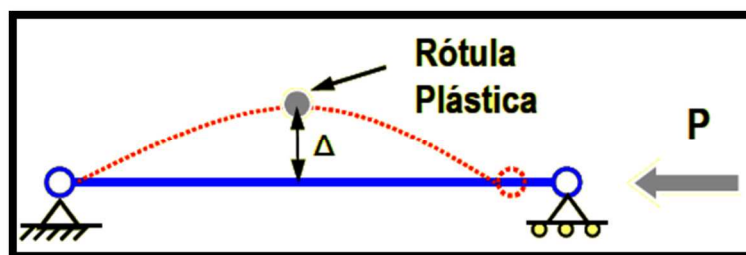


**Primera Fase:** Se carga axialmente el elemento a Compresión.

1. Representa la capacidad a compresión definida por el pandeo del elemento.

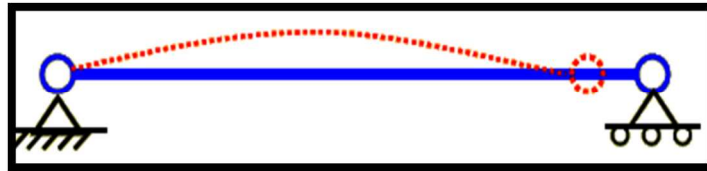


2. Representa la resistencia remanente a compresión (Post-Pandeo). Se genera una rótula plástica en el centro del elemento.



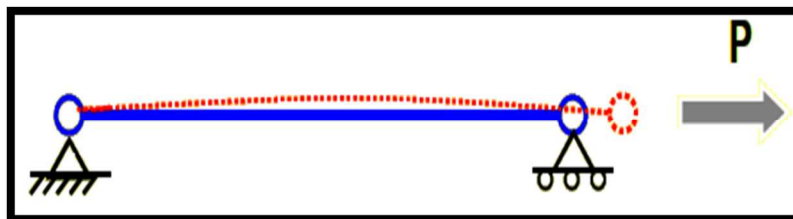
**Segunda Fase:** Se descarga axialmente el elemento ( $P = 0$ )

3. Representa la deformación (acortamiento) remanente del elemento generado al superar su capacidad elástica a compresión.



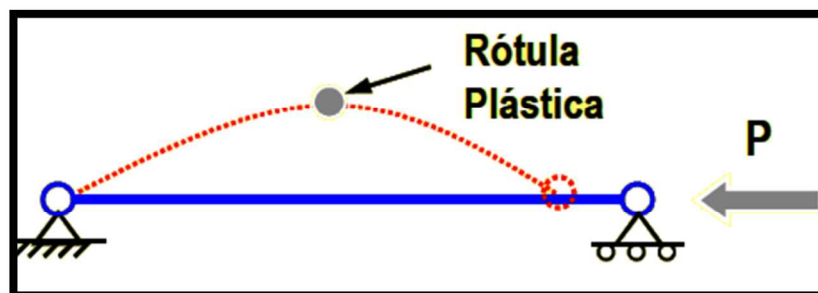
**Tercera Fase:** Se carga axialmente el elemento a tracción.

4. Representa la capacidad cedente del elemento a tracción.
5. Representa la deformación (alargamiento) remanente en el elemento al superar la capacidad elástica.



**Quinta Fase:** Se carga axialmente el elemento a compresión (Segundo Ciclo).

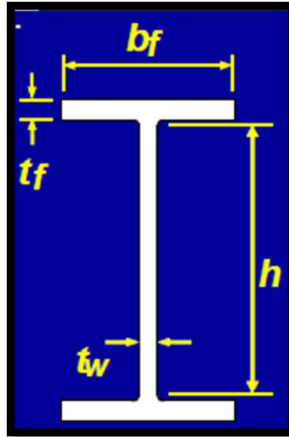
6. Representa la capacidad a Compresión "Reducida" por el primer ciclo.
7. Representa la capacidad a compresión para cuando se forma nuevamente la rótula plástica en el medio del elemento.



### 2.3.2.3 Limitaciones en Miembros

#### a) Relación Ancho-Espesor en arriostramientos

Las secciones deben ser Compactas Sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.



$$\text{Alas de Arriostramientos} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\text{Alma de Arriostramientos} = \frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

#### b) Relación Ancho-Espesor en Columnas

$$\text{Alas de Columnas} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (2.22)$$

Alma de Columnas =

$$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0,125 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,14 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} * \left[ 1 - 1,54 * \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad (2.23)$$

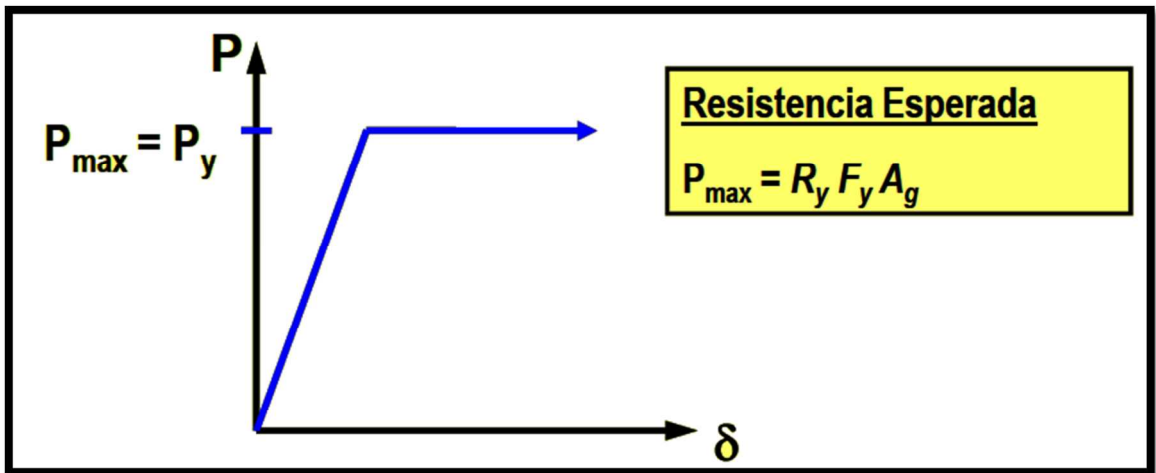
$$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0,125 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,12 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} * \left[ 2,33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1,49 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (2.24)$$

### c) Resistencia Esperada en Arriostramientos

Arriostramientos a Tracción:



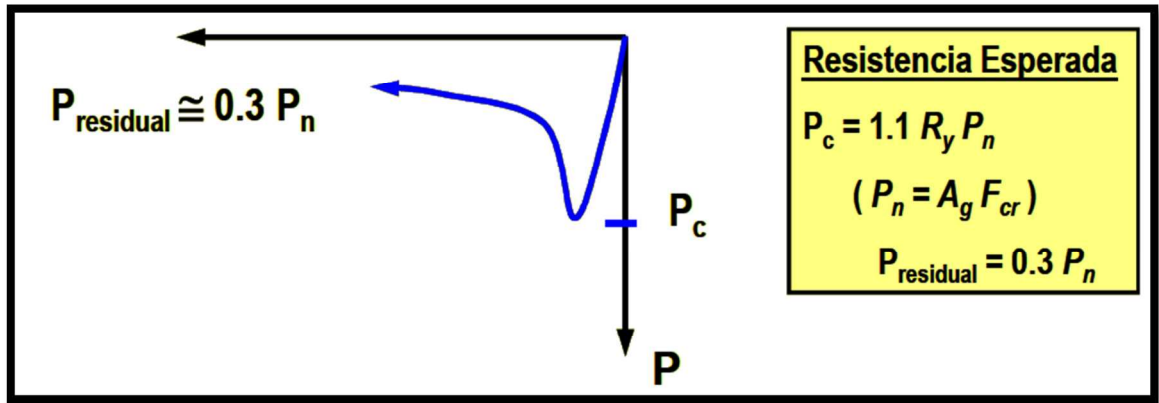
Figura 2.24. Esfuerzos de tracción en las riostras



Arriostramientos a Compresión:



Figura 2.25. Esfuerzos de compresión en las riostras



#### d) Esbeltez en Diagonales

Los arriostramientos deben tener una relación de esbeltez muy controlada, a fin de limitar el pandeo local.

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \longrightarrow \quad \text{Relación de Esbeltez Máxima Aplicable si se cumple la}$$

Condición "A" o la Condición "B".

$$4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{KL}{r} \leq 200 \quad \longrightarrow \quad \text{Relación de Esbeltez Máxima Aplicable sólo si se}$$

cumple con la Condición "B".

#### Condición A:

La resistencia disponible de las columnas debe ser igual o mayor a la demanda impuesta en las mismas, considerando la amplificación de la fuerza sísmica condicionada por el factor " $\Omega_0$ ".

$$P_{grav 1} = \sum[(1,2 + 0,2S_{DS})Cm + 0,5Cv] \quad (2.25)$$

$$P_{grav 2} = \sum[(0,9 - 0,2S_{DS})Cm] \quad (2.26)$$

Donde:

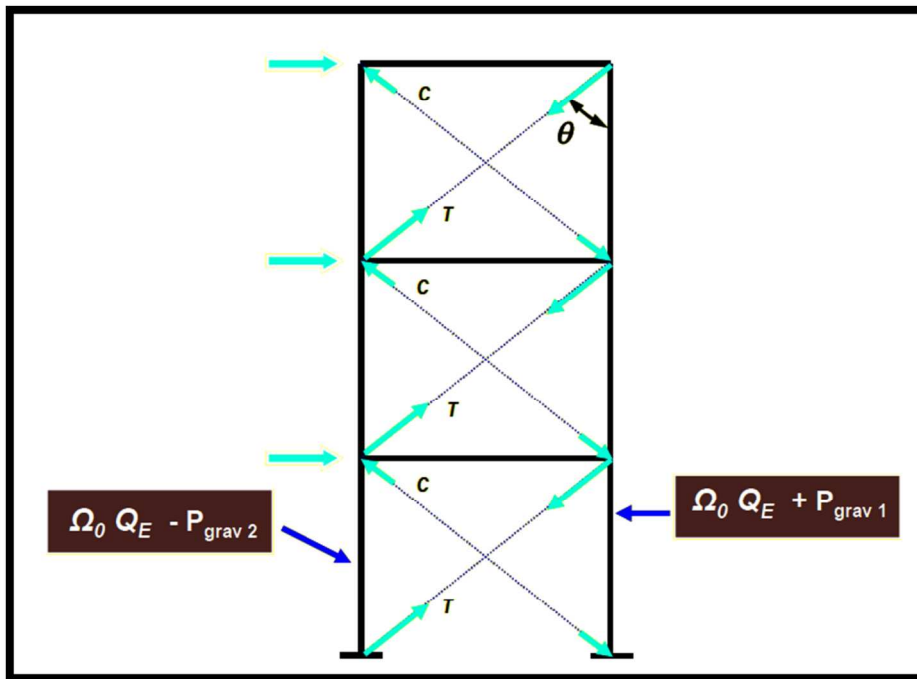
$\Omega_0 = 2$

$Q_E$  = acción sísmica

$C_m$  = carga muerta

$C_v$  = carga viva

$S_{DS}$  = carga por sismo



**Figura 2.26.** Diagrama de Condición A

**Condición B:**

La resistencia disponible de las columnas debe ser igual o mayor a la demanda impuesta en las mismas, considerando en el equilibrio del pórtico, la resistencia esperada en cada uno de los arriostramientos condicionada por el factor "Ry" a tracción y el efecto de post-pandeo a compresión.

### Resistencia Axial a Compresión Requerida en Columnas

$$[\sum(R_y F_y A_g) \cos\theta + \sum(0,3P_n) \cos\theta] + P_{grav1} \quad (2.27)$$

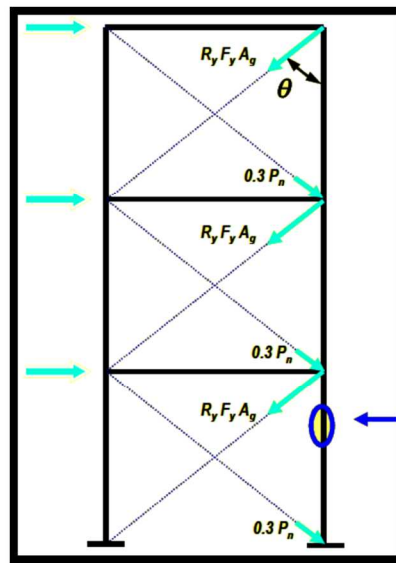


Figura 2.27. Resistencia Axial a Compresión

### Resistencia Axial a Tracción Requerida en Columnas

$$[\sum(R_y F_y A_g) \cos\theta + \sum(0,3P_n) \cos\theta] + P_{grav2} \quad (2.28)$$

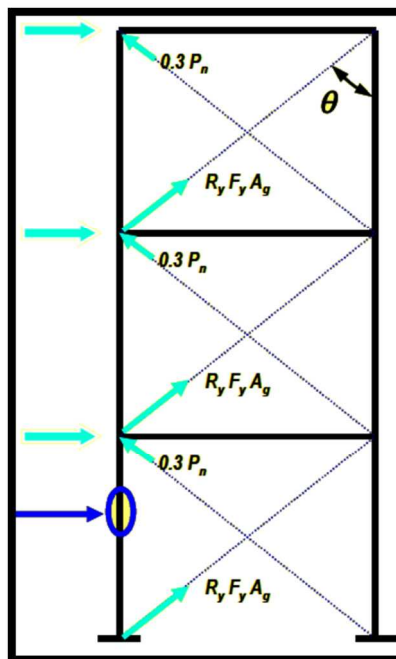


Figura 2.28. Resistencia Axial a Tracción



### e) Distribución de Fuerzas Laterales.

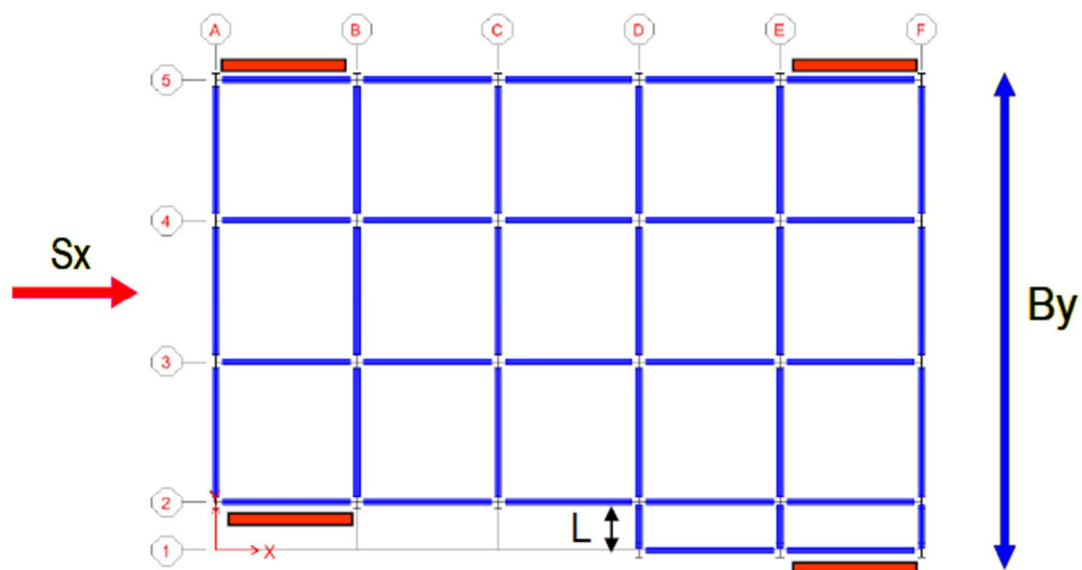
Los arriostramientos se dispondrán a lo largo de cualquier línea resistente en direcciones alternadas, en forma tal que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70 %), de la fuerza horizontal total, sea resistida por los arriostramientos traccionados, a menos que la resistencia teórica  $N_t$ , de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la sollicitación mayorada que resulta al aplicar las combinaciones que incluyen la carga sísmica amplificada a través del factor  $\Omega_0$ .

La disposición debe ser alternante a fin de obtener una respuesta estructural estable y similar, en ambos sentidos de la acción sísmica.

Se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10 %) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

**Ejemplo:**

 = Arriostramientos



Los ejes 1 y 2 pertenecen a una misma línea de arriostramiento siempre y cuando la distancia "L" entre ellos sea menor o igual al 10% del ancho (By) de la planta.

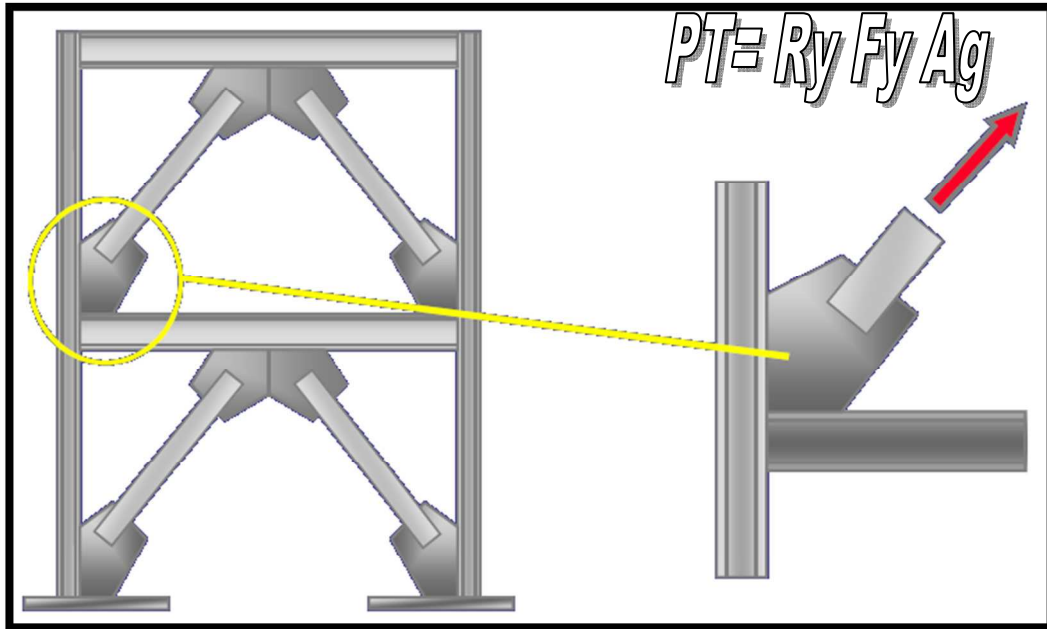
**f) Criterios Estructurales:**

Los pórticos arriostrados pueden diseñarse con diversas configuraciones de riostras, las cuales deben respetar no solo criterios estructurales, sino también requerimientos funcionales, económicos, estéticos, etc.

1. Para el diseño del sistema de arriostramientos se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor se recomienda que esté comprendido entre 30 y 60°. Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia. Además, se puede dificultar la construcción de las conexiones entre las riostras y el pórtico.
2. Para lograr un adecuado desempeño del sistema estructural en cada plano resistente, se dispondrán riostras de forma tal que la respuesta del sistema sea aproximadamente simétrica (en términos de resistencia y rigidez) cuando la estructura es sometida a acciones laterales cíclicas. Esto usualmente se logra disponiendo un número par de riostras en cada plano resistente, con igual sección y ángulo de inclinación.
3. El adecuado balance entre barras comprimidas y traccionadas evita la acumulación de distorsiones de piso inelásticas en una dirección.

### 2.3.2.4 Resistencia Requerida en Conexiones de Arriostramientos.

#### a) Resistencia Requerida a Tracción



La sollicitación en las Conexiones de Arriostramientos, incluyendo las uniones Viga-Columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores:

- La Resistencia Teórica Esperada en el Arriostramiento:

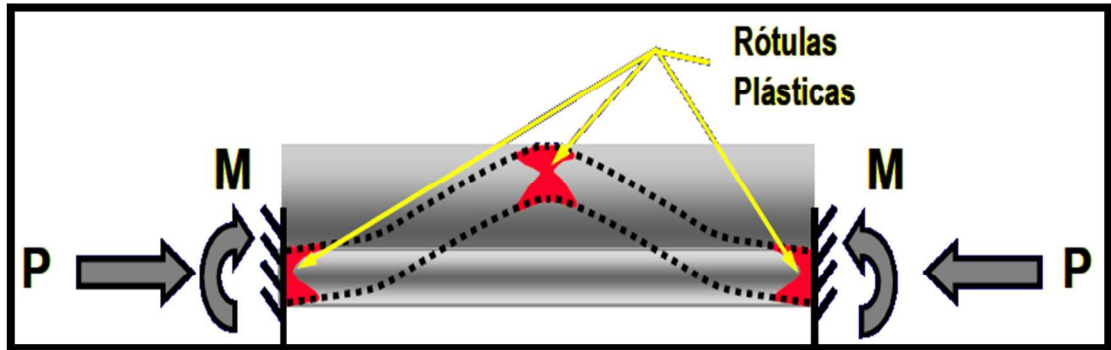
$$P_T = R_y F_y A_g \quad (2.29)$$

- La fuerza máxima que el sistema puede transferir al arriostramiento obtenida del análisis "No Lineal"

#### b) Resistencia Requerida a Flexión

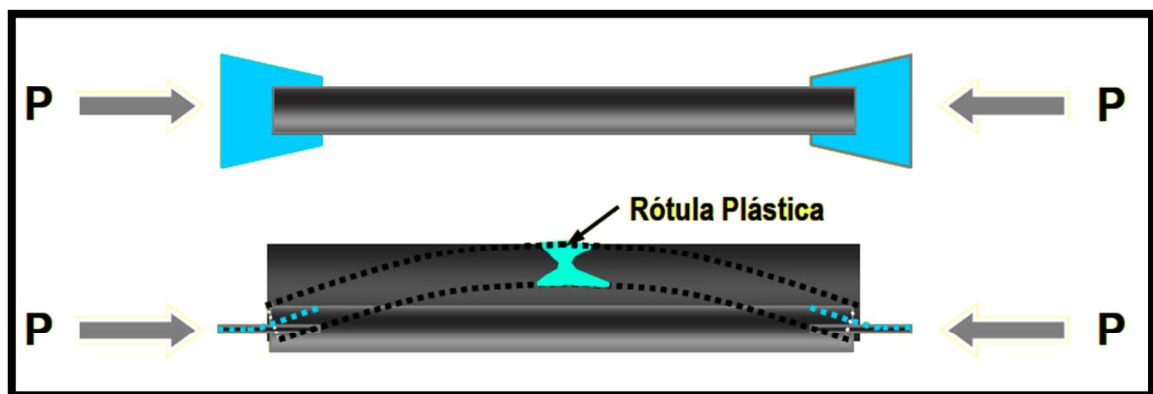
**Para arriostramientos "Empotrados":** las rótulas plásticas a flexión se forman en el centro y en los extremos del Miembro. Esto genera que los

arriostramientos transmitan momentos a la conexión y a los miembros unidos a la misma.



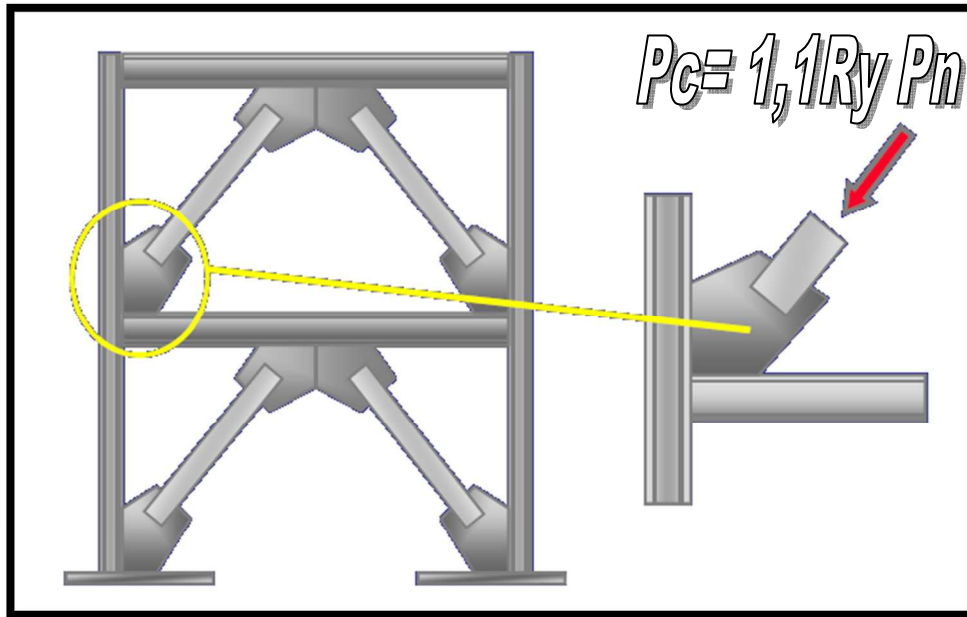
$$M = 1.1 R_y M_p = 1.1 R_y F_y Z_{\text{Arriostramiento}} \text{ (Respecto al eje de Pandeo)}$$

**Para arriostramientos “Articulados”:** las rótulas plásticas a flexión se forman sólo en el centro del Miembro. Esto genera que los arriostramientos No transmitan momentos a la conexión y a los miembros unidos a la misma.

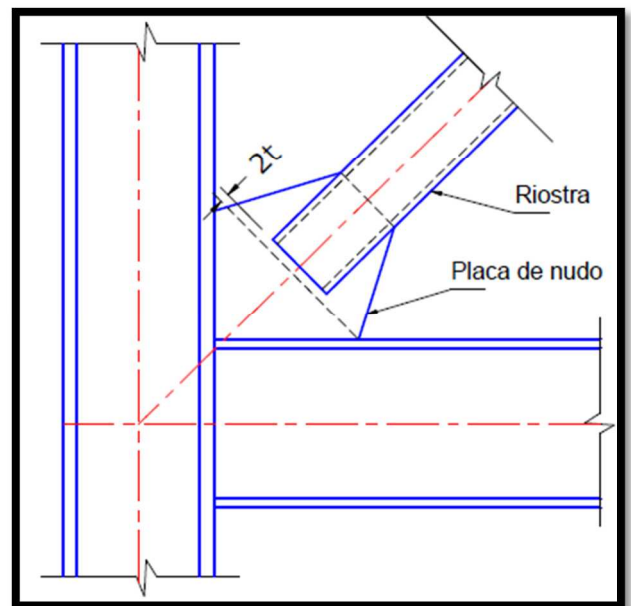
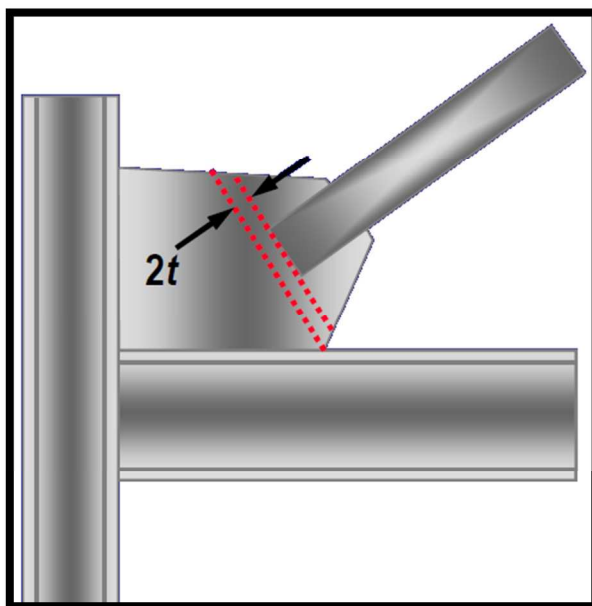


### c) Resistencia Requerida a Compresión

La resistencia requerida a compresión de la conexión deber ser igual o mayor a la resistencia máxima esperada a compresión del arriostramiento.



Disposición General de una Conexión Articulada

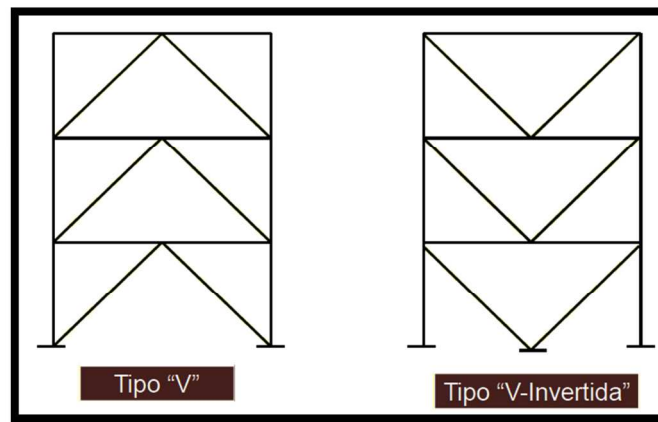


Relación carga axial-desplazamiento transversal medida experimentalmente

( $t$  es el espesor de la placa de nudo).

### 2.3.2.5 Requerimientos especiales en arriostramientos.

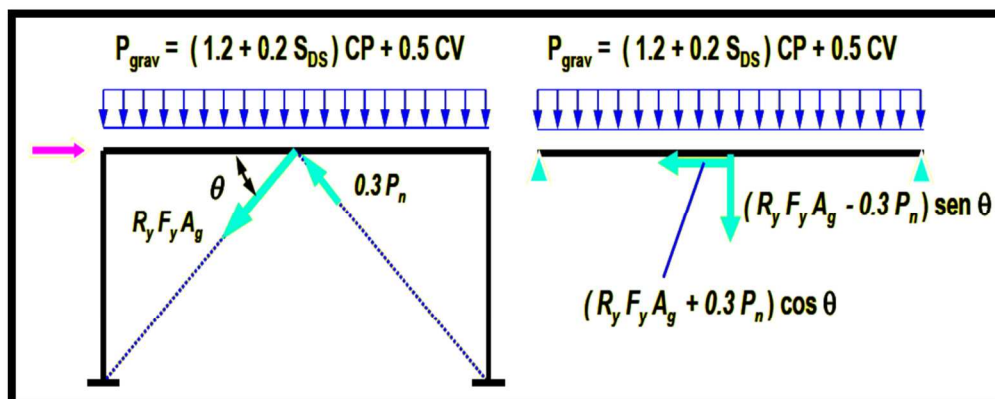
#### 2.3.2.5.1 Arriostramientos Tipo V y Tipo V "Invertida"



La resistencia requerida de las vigas intersectadas por los arriostramientos, sus conexiones y miembros de soporte, deberá ser determinada de acuerdo a las combinaciones de carga aplicables para el diseño de edificaciones, considerando que los arriostramientos no generan soporte a las vigas para las cargas gravitacionales (permanentes y variables). Para las combinaciones que incluyen la carga Sísmica "E" amplificada, la misma se calculará considerando lo siguiente:

- ✓ Fuerza en Arriostramientos a Tracción  $\longrightarrow R_y F_y A_g$
- ✓ Fuerza en Arriostramientos a Compresión  $\longrightarrow 0.3 P_n$

#### Distribución de Fuerzas en el Sistema Viga-Arriostramientos



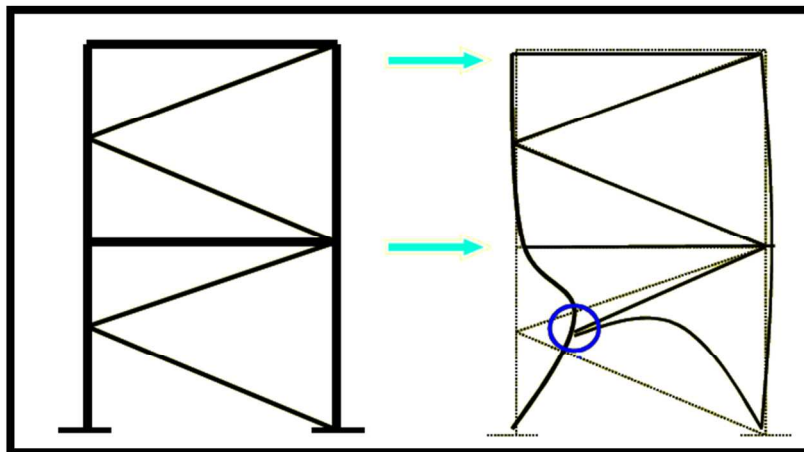
- ✓ Las Vigas deben ser continuas entre las columnas.
- ✓ Ambas alas de la viga deben estar soportadas lateralmente a una distancia menor que el límite  $L_{pd}$ .

$$L_{pd} = \left[ 0,12 + 0,076 \left( \frac{M1}{M2} \right) \right] * \left( \frac{E}{F_y} \right) * r_y \quad (2.30)$$

- ✓ Ambas alas de la viga deben estar soportadas lateralmente en el punto de intersección de los arriostramientos concéntricos.

### 2.3.2.5.2 Arriostramientos Tipo K

Están prohibidos debido a que se genera un mecanismo por la falla en la columna.



### 2.3.2.5.3 Arriostramientos Tipo X

Las especificaciones definen dos condiciones principales para las riostras: (i) esbeltez máxima y (ii) resistencia requerida

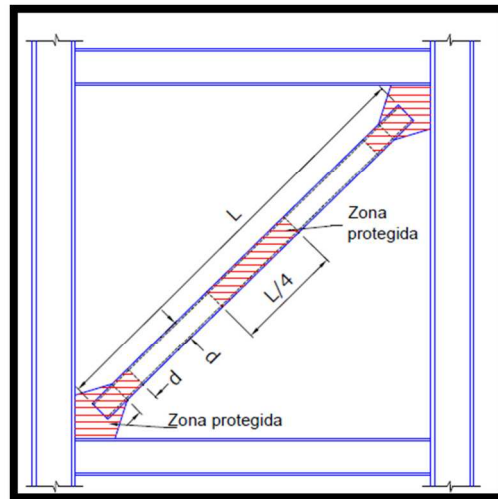
La esbeltez de las riostras debe cumplir la condición:

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.31)$$

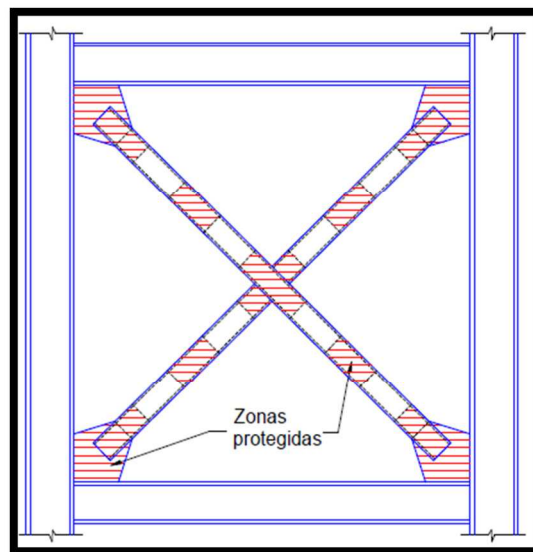
Se permite, con carácter de excepción, riostras con  $Kl/r \leq 200$  en pórticos donde la resistencia disponible de las columnas es mayor o igual que la máxima fuerza transferida a las mismas

Las fuerzas consideradas en las columnas no tienen que exceder aquellas que se obtienen mediante análisis no lineal.

Es necesario considerar la sobrerresistencia de las riostras, en lugar del factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  en las cargas sísmicas amplificadas.



**Figura 2.29.** Zonas protegidas en una riostra y sus conexiones.



**Figura 2.30.** Zonas protegidas en riostras dispuestas en X.



Cuando la sección neta efectiva de la riostra es menor que la sección bruta, la resistencia requerida a tracción para el estado límite de fractura de la sección neta debe ser menor o igual que los siguientes dos valores:

- ✓ La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la cual se determina como  $R_y F_y A_g$  (donde  $A_g$  es el área bruta de la riostra).
- ✓ La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural.

Es importante aclarar que la máxima carga axial en la riostra puede determinarse mediante distintos procedimientos.

Una primera opción es realizar un análisis estático no-lineal y determinar las solicitaciones cuando la estructura desarrolla su capacidad resistente. También, puede realizarse una serie de análisis dinámicos no lineales (con registros de terremotos) y luego obtener las solicitaciones envolventes de la respuesta temporal. Finalmente, se pueden determinar las solicitaciones máximas que se desarrollan en la estructura cuando se alcanza la condición de levantamiento de las bases (este procedimiento, en general, no es aplicable a fundaciones profundas, donde las cargas de levantamiento no pueden definirse con precisión).

Las riostras deben disponerse en direcciones alternadas con el objeto de conseguir un buen balance entre la resistencia de las riostras traccionadas y comprimidas.

Las riostras traccionadas resistan entre el 30% y 70% de la fuerza sísmica actuante en dicho plano. La resistencia a compresión de las riostras es mayor

que la resistencia requerida obtenida a partir de las combinaciones de carga con los estados de carga sísmica amplificada (lo que implica una respuesta esencialmente elástica del pórtico arriostrado).

El cumplimiento de esta condición excluye el uso de tensores en X como sistema de arriostramientos para pórticos especiales arriostrados.

#### **2.3.2.5.3.1 Tensores en X**

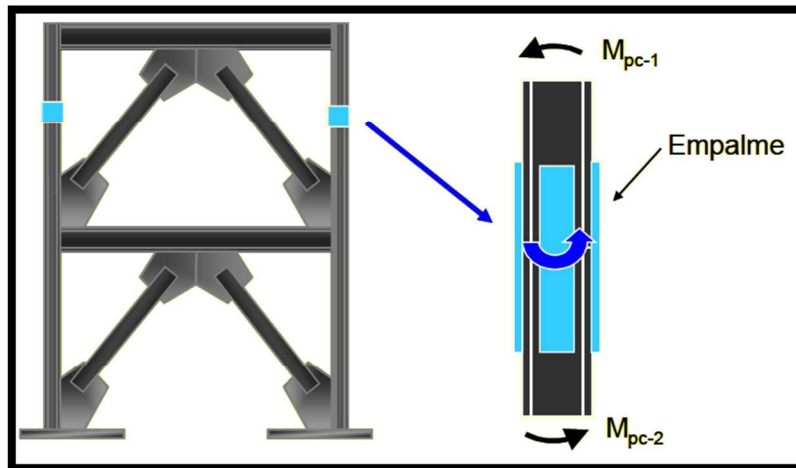
Los pórticos con tensores en X se usan en la actualidad para estructuras cuyo diseño está controlado por acciones de viento. Sin embargo, su aplicación como sistema sismorresistente no es recomendable, debido al comportamiento particular de los tensores, que son riostras con una esbeltez muy elevada ( $kL/r > 300$ ) y por ende su resistencia a compresión es prácticamente nula.

Su rigidez es muy reducida o nula (medida por la pendiente de la curva carga-desplazamiento) y la resistencia lateral es baja.

Este tipo de riostras presenta el problema de un repentino aumento de rigidez cuando la barra, luego de pandear, toma carga en tracción, pudiendo originar un efecto similar al de una carga de impacto. Por estas razones, el uso de tensores en X no es recomendado (incluso algunos reglamentos lo prohíben mediante limitaciones de esbeltez o resistencia de las riostras), salvo que la estructura se diseñe para trabajar en rango elástico.

#### 2.3.2.5.4 Empalmes de Columnas

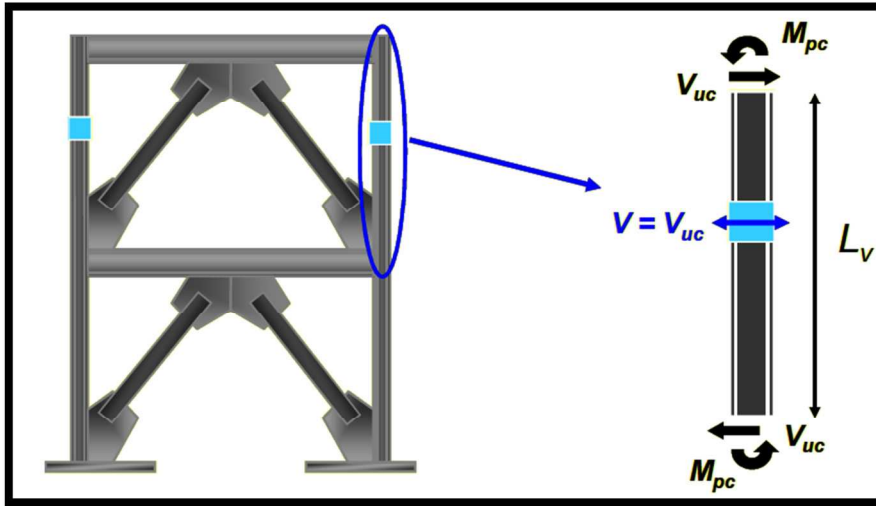
- a) Los empalmes de columnas deben diseñarse como mínimo para desarrollar el 50% de la menor resistencia a flexión de los miembros conectados.



$$M_{pc} = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (2.32)$$

$$M > 0,50 * M_{pc} \quad (2.33)$$

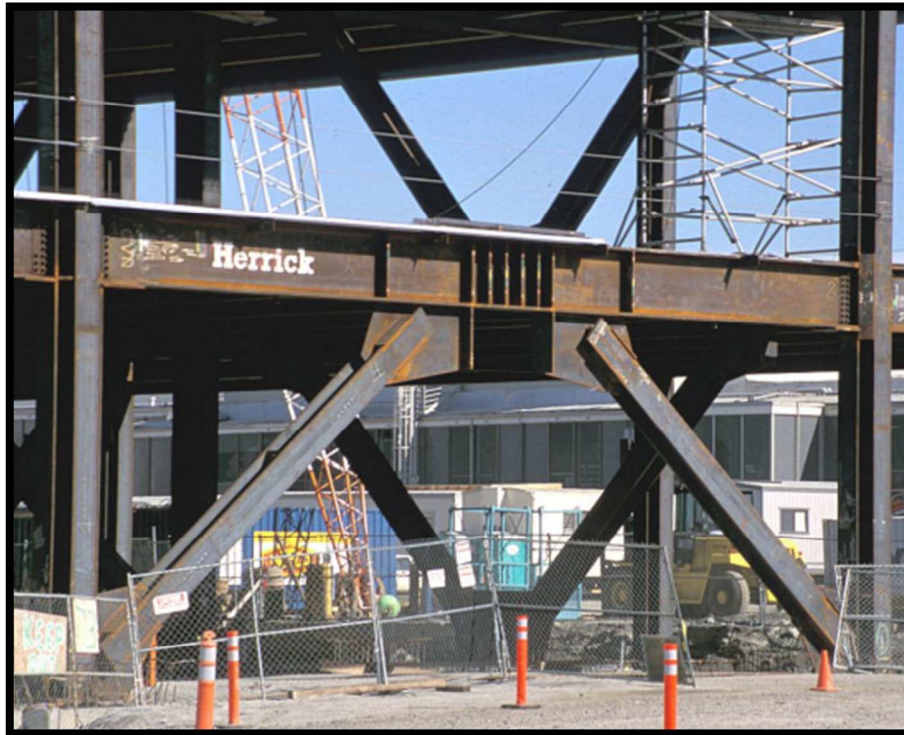
- b) La resistencia requerida por corte en los empalmes de columnas se establece considerando la resistencia esperada a flexión en los extremos de la columna.



$$V_{uc} = \left( \frac{2M_{pc}}{L_v} \right) \quad (2.34)$$

### 2.3.3 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o links, donde se disipa energía por fluencia del acero. Los enlaces representan "fusibles estructurales", los cuales deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta.



**Figura 2.31.** Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

Los arriostramientos en V para generar enlaces en ambos extremos de las vigas. Esta configuración tiene la ventaja de aumentar el número de enlaces y, por ende, la capacidad de disipar energía.

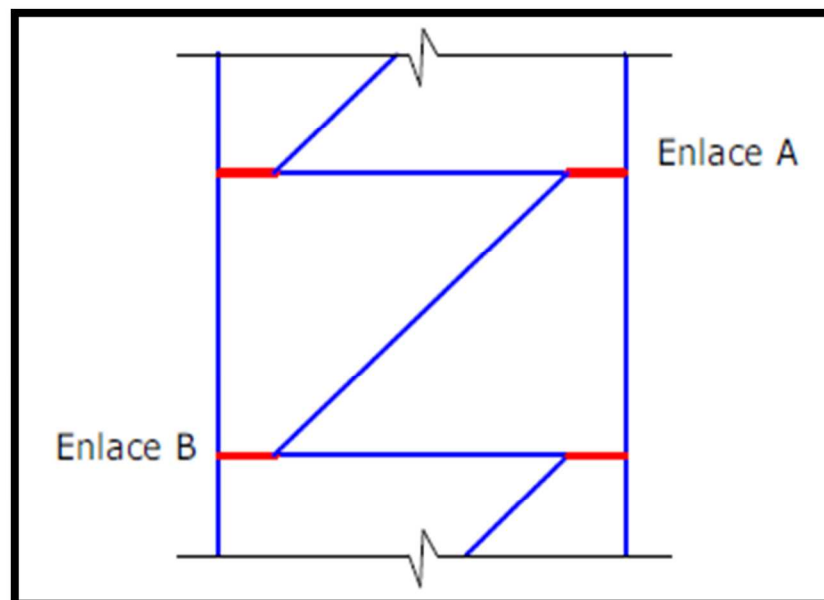
Los arriostramientos en V-invertida (podrían ser también arriostramientos en V). Con esta configuración se logra que el enlace sea un verdadero "fusible", dado que puede reemplazarse fácilmente en caso de daño.

No es recomendable disponer las riostras de modo que los enlaces se generen sobre las columnas del pórtico. La razón principal es que el desarrollo de rótulas plásticas en columnas puede resultar en la formación de un mecanismo de piso flexible. Además, las columnas están sometidas a esfuerzos axiales

variables, que pueden ser elevados, y que dificultan la evaluación precisa de la resistencia del enlace.

Otra configuración poco conveniente son las riostras diagonales, se ubican de modo que se generan enlaces en ambos extremos de las vigas, sin embargo estos enlaces pueden no ser totalmente efectivos.

La presencia de enlaces potencialmente inactivos no es recomendable, debido a que dificultan el análisis de la estructura y aumentan la complejidad de los detalles y en definitiva el costo de la construcción.



**Figura 2.32.** Configuración de pórtico arriostrado excéntricamente con enlaces potencialmente inactivos.

### 2.3.3.1 Definición de Elemento Eslabón "LINK".

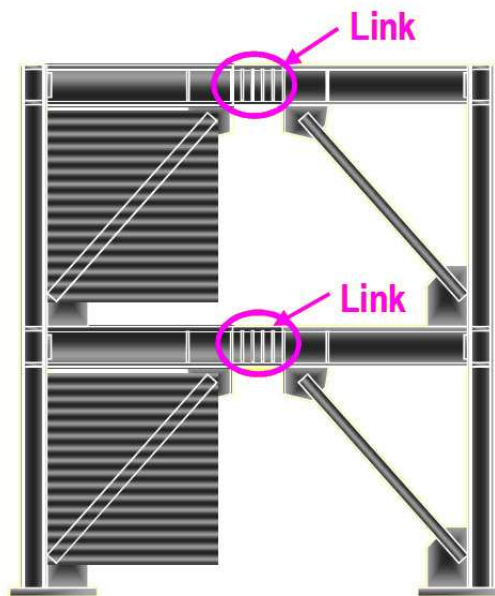


Figura 2.33. Ubicación del Eslabón "Link"

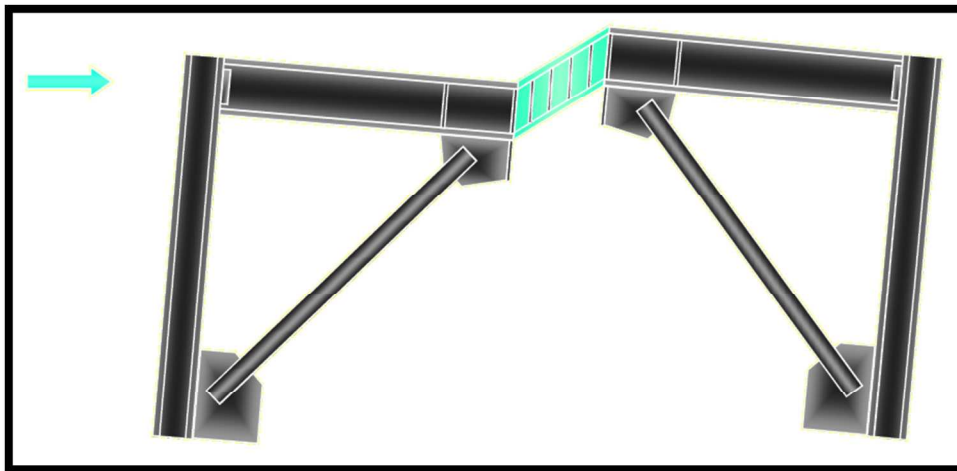
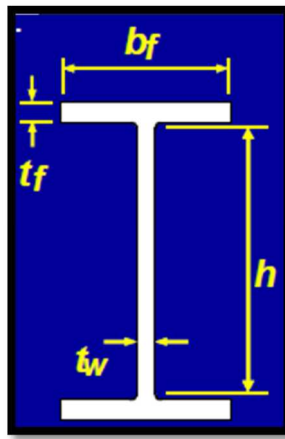


Figura 2.33. Respuesta Inelástica

#### a) Relación Ancho- Espesor del Eslabón

- Las secciones deben ser Compactas Sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.



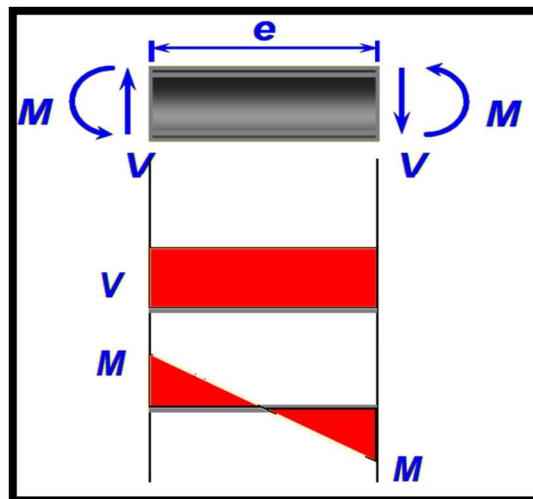
**Alas de Arriostramientos=**  $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$  (2.35)

**Alma de Arriostramientos =**  $\frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$  (2.36)

- No se permite incorporar planchas adosadas ni soldaduras de penetración en el alma de los elementos “Eslabones”.

**b) Fluencia del Eslabón**

Se debe determinar si la resistencia plástica del “Eslabón” es controlada por Corte o por Flexión.



**Figura 2.34.** Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en el enlace,



**Capacidad Plástica a Corte:**  $V = V_p = 0,60F_y * (d - 2 t_f) * t_w$  (2.37)

Donde:

$0,60 * F_y =$  Esfuerzo a Corte

$(d - 2 t_f) * t_w =$  Área del alma

$V_p =$  Capacidad Plástica a Corte del Eslabón

**Capacidad Plástica a Flexión:**  $M = M_p = Z * F_y$  (2.38)

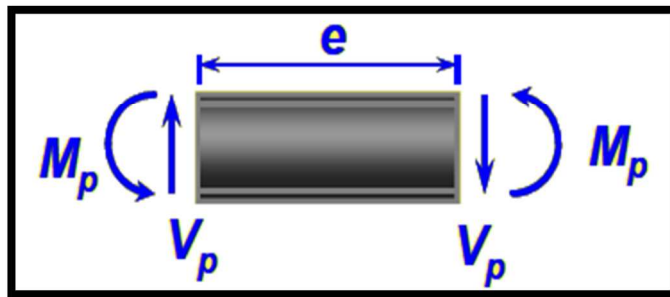
Donde:

$Z =$  Módulo de Sección Plástico

$M_p =$  Capacidad Plástica a Flexión del Eslabón

b.1) El corte y momento plástico ocurren simultáneamente cuando  $V = V_p$  y

$M = M_p$



**Figura 2.35.** Equilibrio Plástico

$e = \frac{2 * M_p}{V_p}$  (2.39)

b.2) La Fluencia por Corte ocurren cuando:  $V = V_p$  y  $M < M_p$

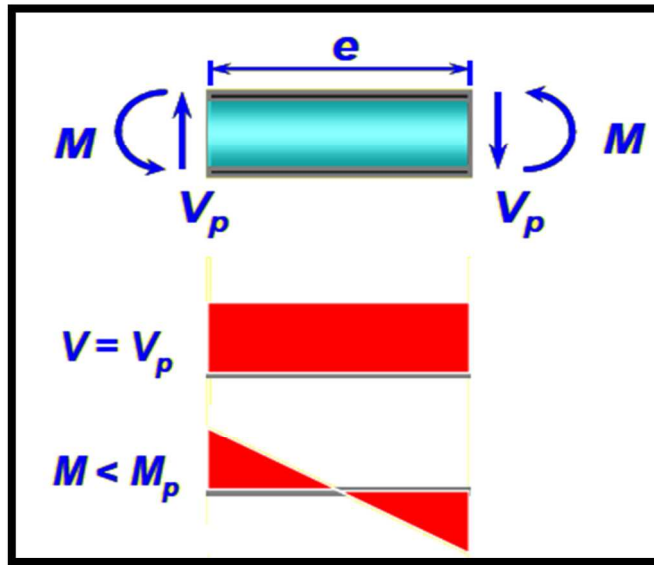


Figura 2.36. Fluencia por Corte

$$e \leq \frac{2 \cdot M_p}{V_p} \quad (2.40)$$

b.3) La Fluencia por Flexión ocurren cuando:  $V < V_p$  y  $M = M_p$

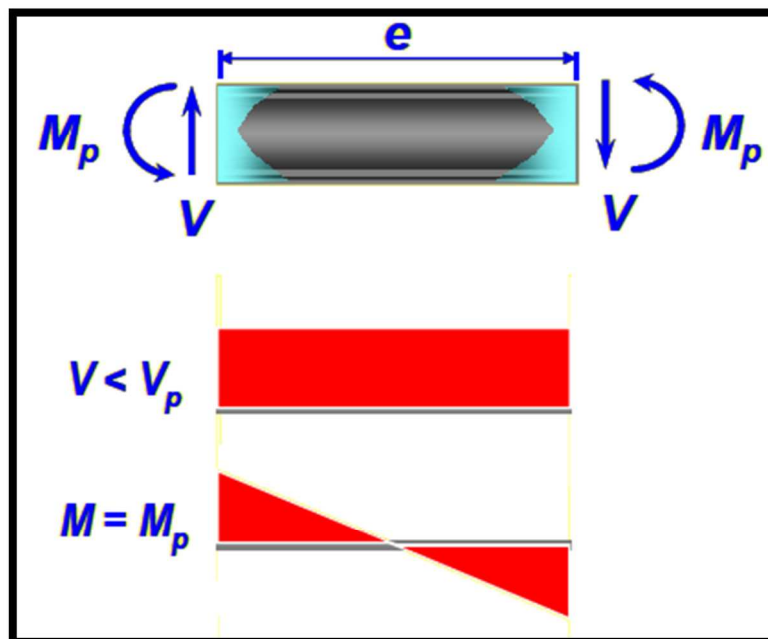


Figura 2.37. Fluencia por Flexión

$$e \geq \frac{2 \cdot M_p}{V_p} \quad (2.41)$$

**c) Resistencia por Corte ( $\phi V_n$ ).**

- $V_n$  = Menor valor entre:

$$V_P \longleftarrow \text{Controlado por: } e \leq \frac{2 \cdot M_P}{V_P} \quad (2.42)$$

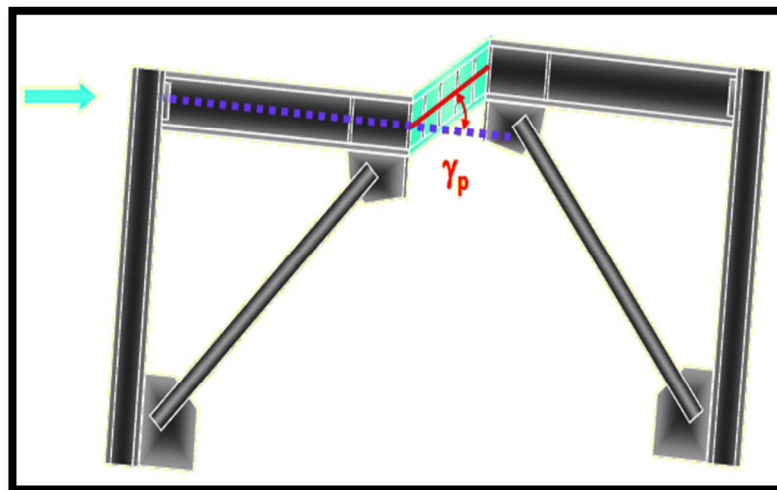
$$\frac{2 \cdot M_P}{e} \longleftarrow \text{Controlado por: } e \geq \frac{2 \cdot M_P}{V_P} \quad (2.43)$$

- $V_u \leq \phi V_n$

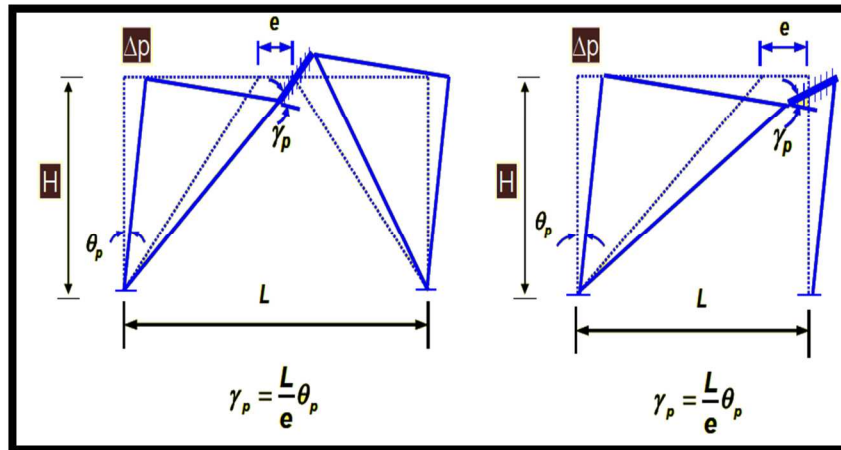
Donde:

$V_u$ : Corte último proveniente del análisis incluyendo la carga sísmica amplificada.

**d) Rotación Plástica**



**Figura 2.38.** Rotación plástica

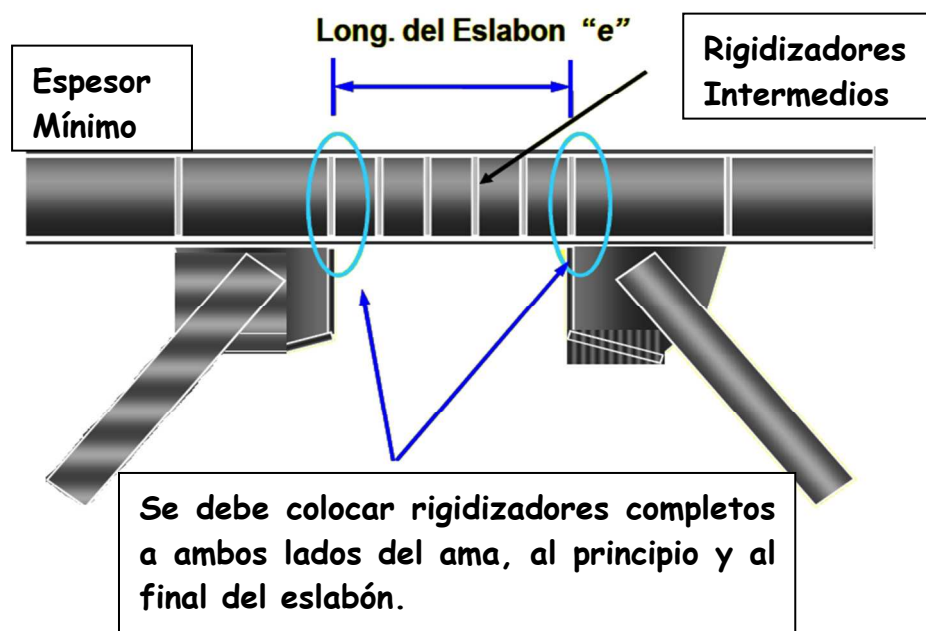


**Figura 2.39.** Deformaciones máximas

La Rotación Máxima del Eslabón está definida por las siguientes condiciones:

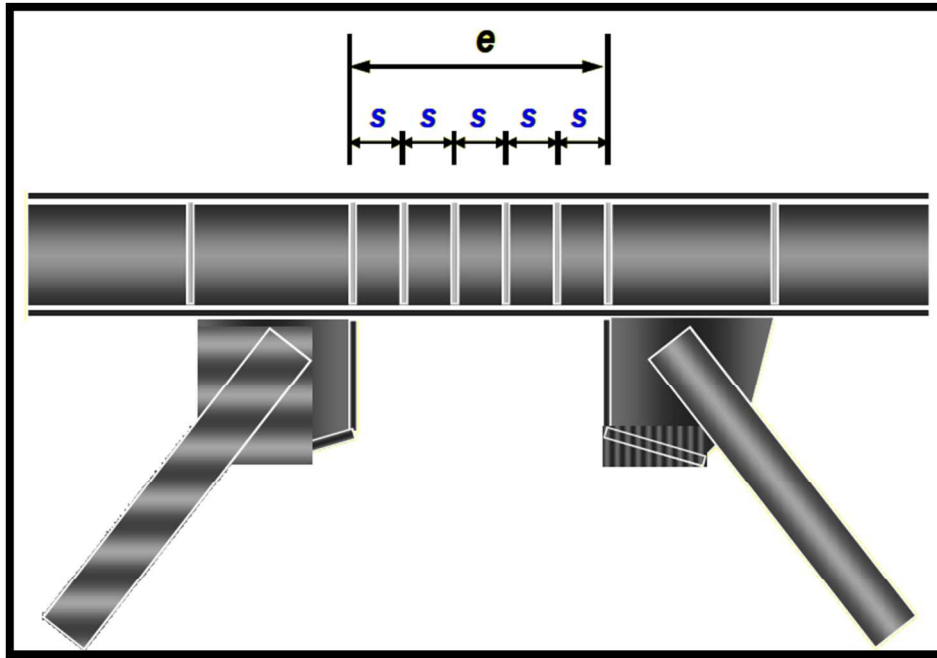
$$\gamma_{P \max} \begin{cases} 0,08 \text{ rad para: } e \leq \frac{1,6 * M_P}{V_P} \\ 0,02 \text{ rad para: } e \geq \frac{2,6 * M_P}{V_P} \\ \text{Interpolación Lineal entre: } \frac{1,6 * M_P}{V_P} < e < \frac{2,6 * M_P}{V_P} \end{cases} \quad (2.44)$$

### 2.3.3.2 Rigidizadores



**Figura 2.40.** (a) Diagrama de ubicación de los rigidizadores

$$\text{a) } e \leq \frac{1,6 * M_P}{V_P} \quad (2.45)$$



**Figura 2.40.** (b) Separación de los rigidizadores

El espaciamiento “S” deberá ser el menor de:

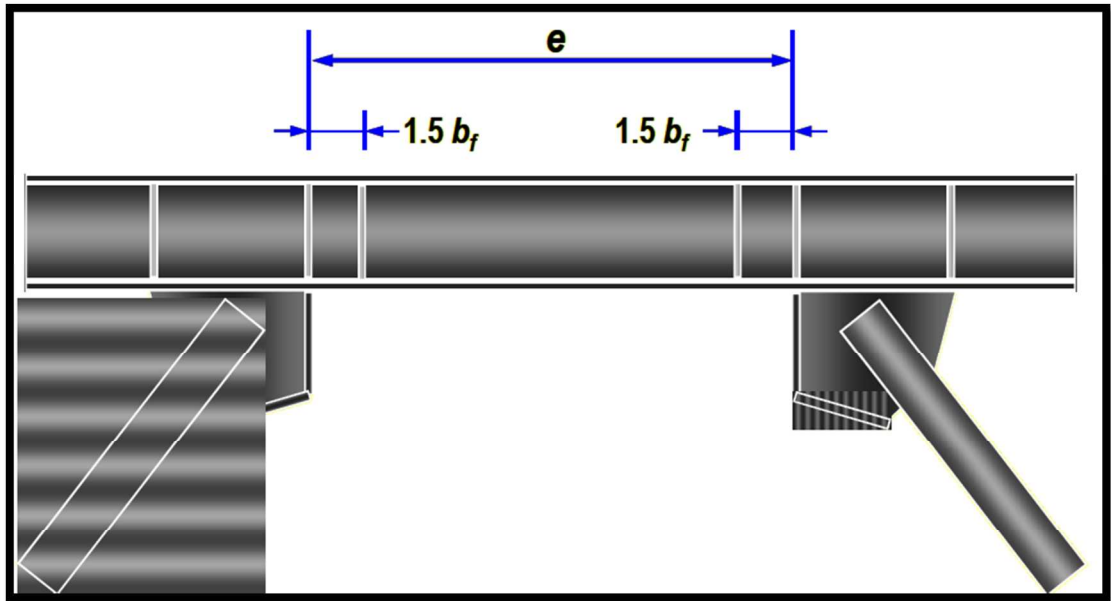
$$S \leq \begin{cases} 30 * t_w - \frac{d}{5} & \gamma_P = 0,08 \text{ rad} \\ 52 * t_w - \frac{d}{5} & \gamma_P = 0,02 \text{ rad} \\ \text{Interpolación Lineal entre: } 0,02 < \gamma_P < 0,08 \end{cases} \quad (2.46)$$

Donde:

$t_w$  = espesor del alma del eslabón

$d$  = altura del eslabón

$$b) \frac{2,6 * M_P}{V_P} < e < \frac{5 * M_P}{V_P} \quad (2.47)$$



**Figura 2.41.** Separación máxima de la longitud del eslabón

Donde:

$b_f$  = Ancho del Ala del Eslabón

En conclusión:

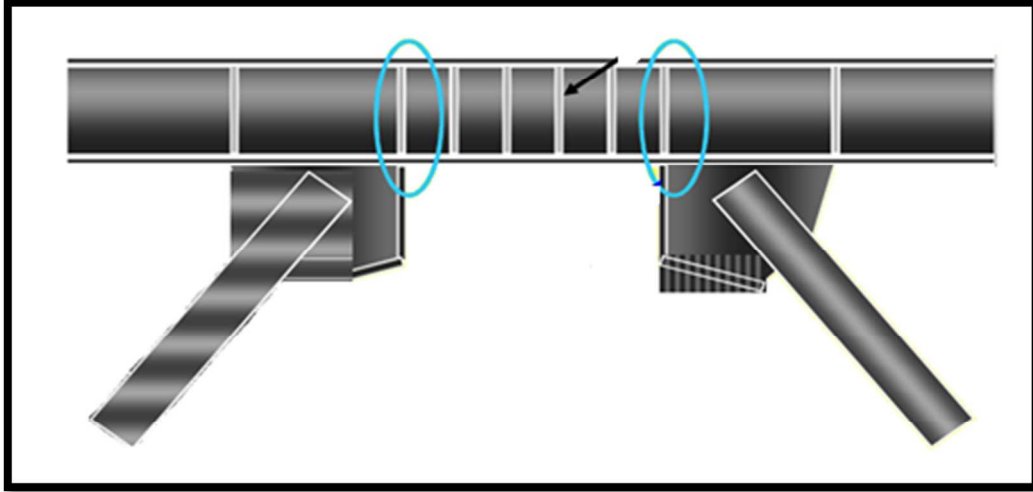
$$\frac{1,6 * M_P}{V_P} < e < \frac{2,6 * M_P}{V_P} \longrightarrow \text{Interpolar}$$

$$e > \frac{5 * M_P}{V_P} \longrightarrow \text{No se requiere rigidizador}$$

En general, el espesor mínimo de los rigidizadores será el mayor valor entre  $0.75 t_w$  o 10mm.

### c) Arriostramiento Lateral del Eslabón

Se requiere arriostramiento lateral en ambas alas del eslabón, en los extremos del mismo.



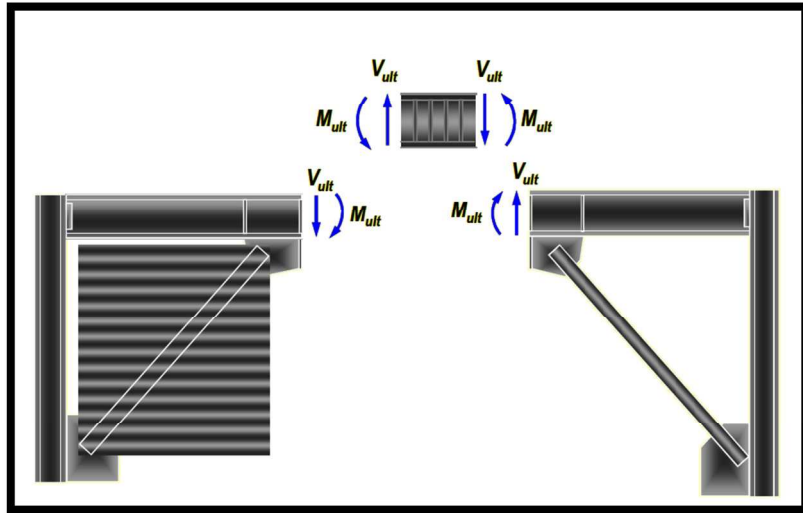
**Figura 2.42.** Arriostramiento lateral del eslabón

La resistencia requerida del arriostramiento lateral, ubicado en cada extremo del “Eslabón” es de:

$$P_b = 0,06 * \frac{[R_y F_y Z]}{h_o} \quad (2.48)$$

Donde:

h<sub>o</sub>=Distancia entre los centroides de las alas del eslabón.



**Figura 2.43.** Diagrama de cuerpo libre del eslabón

**Para el diseño del arriostramiento:**  $V_{ult} = 1,25 * R_y * V_n$

**Para el diseño de la viga:**  $V_{ult} = 1,10 * R_y * V_n$  (2.49)

$$M_{ult} = \frac{e * V_{ult}}{2}$$

La columna debe revisarse considerando el desarrollo de la última resistencia a corte y momento en cada uno de los eslabones.

$$M_{ult} = \frac{e * V_{ult}}{2} \quad (2.50)$$

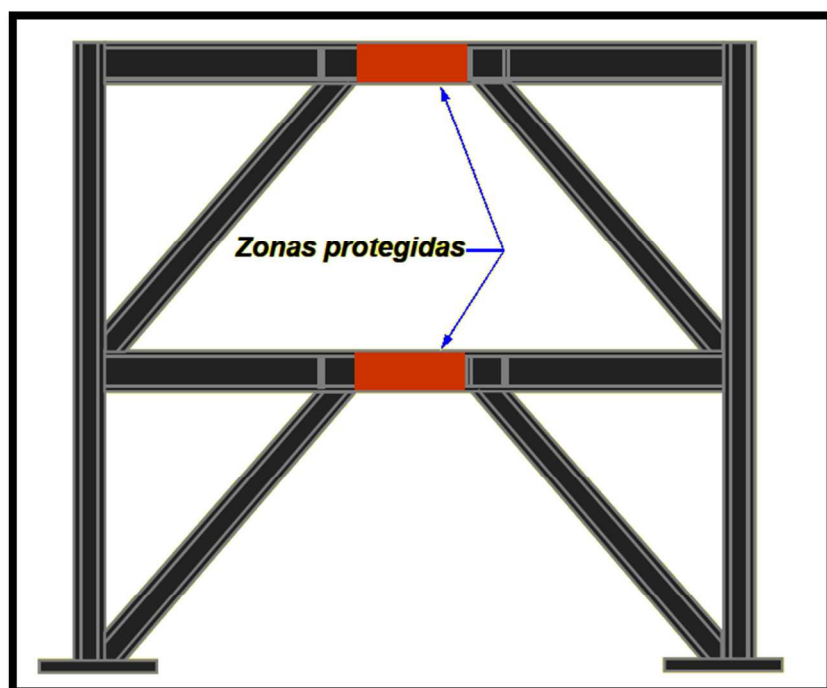
$$V_{ult} = 1,10 * R_y * V_n \quad (2.51)$$

Donde:

$V_n$ =resistencia nominal a corte



### 2.3.3.3 Zonas protegidas



Las zonas protegidas constituyen porciones limitadas de ciertos miembros o componentes del sistema sismorresistentes, que se diseñan especialmente para soportar deformaciones cíclicas inelásticas bajo la acción del sismo de diseño. Estas zonas, pueden ser las rótulas plásticas en vigas de pórticos no arriostrados y los conectores en pórticos arriostrados excéntricamente.

Los resultados muestran la sensibilidad que presentan las zonas donde se desarrollan grandes deformaciones inelásticas a la presencia de discontinuidades originadas por soldaduras, perforaciones y cambios bruscos de sección.

Muchas de las operaciones que se realizan durante la fabricación, el montaje y la terminación de la obra pueden crear este tipo de discontinuidades, por lo cual resulta necesario no sólo el diseño adecuado de la estructura, sino también la coordinación con otros grupos de trabajo.

Las especificaciones sísmicas AISC 341-05, en las zonas protegidas se deben cumplir con las siguientes exigencias:

- Deben repararse las discontinuidades originadas por puntos de soldadura, ayudas de montaje, cortes irregulares, etc.
- No se deben colocar conectores de corte soldados o puntos de soldadura en las alas de las vigas (por ejemplo para asegurar placas de acero en losas mixtas).
- No se deben disponer soldaduras, bulones y fijaciones para sostener paneles, carpintería, cañerías, otras instalaciones, etc.

No todas las zonas que experimentan deformaciones plásticas son consideradas como zonas protegidas. Así por ejemplo la zona panel en conexiones viga-columna no se incluye en esta categoría. No obstante ello, es conveniente evitar discontinuidades aún en estos casos.

## **2.4 ACCESORIOS**

### **2.4.1 Juntas de Expansión:**

La tensión térmica debida a cambios de temperatura en elementos estructurales es controlada por la introducción de las juntas de dilatación en estructuras, pipe racks, etc., en intervalos adecuados que no exceda los 60 m.

Los efectos de las tensiones térmicas se considerarán como un caso de carga en las juntas de expansión, se encuentran en intervalos de más de 60 m.

La temperatura del aire está en el rango de 12,8 ° C a 38,6 ° C.

#### **2.4.2 Bases de Columnas:**

- En las bases de columna y placas base, se diseñarán como una conexión articulada. Ciertas columnas pueden ser concebidas como fijas en la base de retención adicional si es necesario para limitar la desviación lateral de la estructura adyacente.
- Las placas bases, se podrá diseñar con un esfuerzo admisible de apoyo de  $1,43 \text{ kg/mm}^2$  más un 33% para las combinaciones de carga que incluye el viento.
- El espesor deberá ser al menos de:
  - 20 mm para los puntales principales de apoyo.
  - 10 mm para los soportes y plataformas de menor importancia.

#### **2.4.3 Desviación y Desplazamiento:**

Los siguientes valores mínimos a ser utilizado para el diseño es:

- Muros en la pared: máx.  $1/300$  de la altura
- Correas: máx.  $1/360$  del tramo
- Las vigas que soporten pisos: máx.  $1/360$  del tramo
- Vigas que soporten equipos: máx.  $1/500$  del tramo
- Puente grúa: máx.  $1/1,000$  del tramo
- Vigas en voladizo: máx.  $1/500$  de la proyección

El desplazamiento horizontal máximo de los pórticos y otras estructuras bajo cargas laterales no excederá  $1/200$  de la altura.

#### **2.4.4 Esbeltez:**

La relación entre la longitud efectiva para el radio de giro adecuado no será superior a 200.

#### **2.4.5 Pernos de anclaje:**

Los pernos de anclaje serán de acuerdo a la norma ASTM A123.

El diámetro especificado para los pernos de anclaje deberá tener 3 mm más que los diámetros calculados, para evitar la corrosión durante su vida útil. Al seleccionar el tipo de perno de anclaje, el diseñador deberá tener en cuenta las dificultades en la localización de los pernos, por ejemplo para reforzar la cimentación, se debe elegir un tipo de perno que ofrezca un mayor grado de tolerancia a las necesidades del diseño.

#### **2.4.6 Plataformas**

Las plataformas tendrán un mínimo requerido por el procedimiento normal de funcionamiento y mantenimiento de equipos como: manejo de válvulas, instrumentos, intercambiador de calor, ventilador, la recuperación del calor residual y otros equipos accesibles para su lubricación, limpieza, vigilancia, reparación o ajuste durante el período de operación y mantenimiento.

Los pisos de la plataforma deberán ser de acero galvanizado de la siguiente manera:

- Barra de apoyo deberá ser de 32 mm de profundidad x 5 mm de espesor.
- Barras de 30 mm máximo.
- Barra de Cruz será de 6 mm como mínimo.

- Barra Cruz será 100 mm como máximo.
- Los bordes de la rejilla de todos los cortes deberán reforzarse con una banda de acero galvanizado de la misma profundidad y del mismo grosor de las barras de rodamiento.

El piso de la plataforma es extraíble mediante tornillos o pernos, no se soldarán en la estructura de soporte.

Todos los pisos se colocarán paneles desmontables y cada panel no pesará menos de 65 kg.

El ancho de plataforma mínima será:

- Plataformas de servicio 914 mm
- Las principales plataformas en los intercambiadores 1250 mm
- Conexión en calzadas 800 mm

El margen mínimo libre de maniobra a las plataformas y pasarelas sobre el acceso peatonal será 2100mm y perpendicular mínimo 750mm.

Cuando las tuberías o válvulas de pasan a través de plataformas, serán mínimo de 600 mm de ancho, se dejará un espacio libre que es el acceso alrededor de las tuberías o válvulas.

Cuando la banda de acero se requiere para servir como una placa de base, la banda deberá estar por lo menos 6 mm de espesor y se extenderá a 100 mm por encima del nivel de la plataforma.

#### **2.4.7 Escaleras:**

Las siguientes notas serán aplicables en el diseño de todas las escaleras utilizadas en el proyecto.

El acceso principal a los equipos de elevación se hará por medio de escaleras.

Las escaleras serán de 4,2 m en estructuras abiertas y 3,36 m dentro de edificios. Los escalones estarán compuestos por 32 mm x 5 mm con rejilla dentada antideslizante y que se fijará a los largueros.

Los ángulos deberán estar enteramente soldados al larguero, no pueden tener ángulo de inclinación ni conexión de soldaduras.

Todas las escaleras deberán tener:

- Ancho mínimo = 800 mm
- Peldaños = 225 mm con 200 mm contrahuella y un espesor de 6 mm.
- El descanso = 900mm máximo, 800 mm como mínimo en la dirección de la escalera
- El ángulo de las escaleras estará entre 38 ° y 42 ° con la horizontal.

##### **2.4.7.1 Escaleras Barandilla:**

Las directrices de diseño que se utilizarán:

La longitud máxima de las escaleras de barandillas entre la plataforma serán la siguiente:

- 9,0 m en los recipientes vertical
- 6,0 m en las demás estructuras

Cuando las placas planas, se utilizan para la escalera barandillas, la distancia máxima al apoyo es de 3000 mm.

Para apoyar el espaciamiento superior a 3.000 mm, se utilizará ángulos para la escalera barandillas.

Para las escaleras que se extienden hasta alturas más de 3.0m sobre el nivel de las plataformas, las jaulas de seguridad serán proporcionadas, a partir de 2,5 m sobre el nivel de la plataforma.

Las jaulas no son necesarias para escaleras que están a menos de 2,3 m sobre el nivel, ni para las escaleras en el interior menos de 2,5 m.

El espacio libre de remoción en la jaula deberá ser de 2,1 m a 2,5 m máximo.

#### **2.4.8 Pasamanos**

Las directrices que se utilizarán para el diseño de pasamanos son:

- Las escaleras, plataformas y pasillos dispondrán de pasamanos.
- Los pasamanos se incluirán en todas las zonas de andenes y escaleras.
- Las barras podrán fabricarse en secciones conveniente para el envío y montaje.
- La altura de la barandilla: 1,0 m
- Los rieles superiores y puntal: tubería de 1 ½ pulgadas de diámetro
- Tren inferior: 0,45 m de baranda superior, tubería 1 ¼ de pulgada de diámetro.
- El espaciamiento máximo de barras de pasamanos estarán a 1,5 m.
- El radio mínimo en las esquinas deberá ser de 0,15 m.

- Conexiones atornilladas a los miembros estructurales se harán con 20 mm de diámetro de los tornillos.
- Conexiones con el hormigón se hará con pernos de 16 mm de diámetro.
- En las placas inferiores serán de 6 mm x 100 mm y con pernos de 12 mm de diámetro con la cabeza hexagonal.

#### **2.4.9 Rejillas Metálicas Grating**

Las rejillas metálicas grating están fabricadas con materiales de alta resistencia como es el Acero al Carbono ASTM A36.

Estas rejillas ofrecen ligereza y a la vez alta resistencia a la compresión.

##### **2.4.9.1 Rejilla Tránsito Liviano:**

- a) La rejilla electroforjada Lisa:** se compone de platinas que pueden variar en espesor y peralte, dependiendo de la carga que va a soportar y espacio a cubrir.

Se utiliza en instalaciones de tránsito peatonal techado, libre del alcance de lluvias y de agentes deslizantes.

##### **Usos y Aplicaciones:**

- ✓ Plataformas
- ✓ Pasarelas
- ✓ Drenes Fluviales
- ✓ Respiraderos
- ✓ Cabinas de Pintura
- ✓ Bandas Transportadoras
- ✓ Cuartos de máquinas



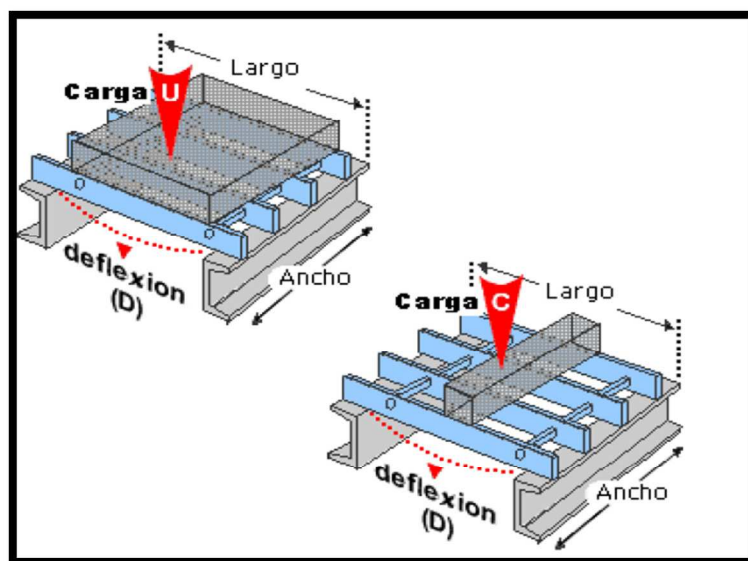
- ✓ Protecciones
- ✓ Rejas de Ventiladores

**b) La rejilla electroforjada dentada:** se compone de platinas que pueden variar en espesor y peralte, dependiendo de la carga que va a soportar y espacio a cubrir y es fabricada con una superficie anti deslizante.

Ofrece máxima protección en lugares resbaladizos, evitando que zapatos y llantas se deslicen, proporcionan mayor adherencia en zonas donde hay derramen de líquidos.

**Usos y Aplicaciones:**

- ✓ Piso
- ✓ Plataformas y Tanques
- ✓ Plataformas marinas de perforación
- ✓ Helipuertos
- ✓ Plantas generadoras de energía



**Figura 2.44.** Deformaciones en la rejilla

- La rejilla dentada necesita platinas de carga con un peralte de  $\frac{1}{4}$ " mayor que el indicado en esta tabla para que el cuadro de resistencias tenga efecto.
- Las cargas y desviaciones están basadas en cargas estáticas.
- Es recomendado no exceder una desviación mayor de 6mm entre la parrilla y el eje horizontal, en una carga para el tráfico pedestre seguro.

#### **2.4.10 Peldaños y Escaleras:**

Los peldaños se deben fabricar según su carga y se determina el tipo de platina a emplear. El peldaño debe ser seguro, resistente y evitar resbalones.

Se pueden utilizar en todo tipo de ambientes como escaleras de emergencia, plantas industriales, bases marinas, estos peldaños por sus características son resistentes al fuego, explosivos, disipadores de gases y calor siendo seguros y confiables.

El largo máximo de un peldaño de escalera lo determina la deflexión que causa una carga concentrada de 133 kg al centro del peldaño y a 127mm del frente.

La deflexión no deberá exceder  $L/240$  de su largo total.

## **2.5 PÓRTICOS ESPACIALES ABIERTOS RESISTENTES AL VIENTO**

### **2.5.1 Velocidad Básica del Viento (V):**

La velocidad básica del viento correspondiente a una ráfaga de tres segundos a 10 metros sobre el terreno, por un período de retorno de 50 años. La carga de viento se aplicará a todas las estructuras para producir la combinación de carga más alta.

### **2.5.2 Área Proyectada:**

Para las estructuras con revestimiento, el área proyectada para la carga de viento será en general la altura y la longitud del panel o elemento normal a la dirección del viento.

- Para estructuras abiertas, el área proyectada para la carga de viento será en general altura y la longitud normal del panel o del elemento en la dirección del viento, ajustado por una relación de solidez, equivalente con el porcentaje de la superficie sólida en la cara del área bruta.
- El área efectiva expuesta en estructuras de pórticos abiertos soportan las tuberías y equipos que se calcula con un porcentaje de la superficie total proyectada.
- La carga del viento de los recipientes u otros equipos grandes apoyados en una estructura, se calculará por separado y se sumarán en el cómputo total de la carga de viento.
- La carga de viento de diseño deberá ser asumido para actuar en cualquier dirección. No se podrá aplicar un factor de reducción si existiese estructuras adyacentes o equipos.

### **2.5.3 Sistema Resistente A La Fuerza De Viento**

1. Viento es una fuerza que actúa en el pórtico estructural y accesorios.

Por otra parte, escaleras, pasamanos y escalones pueden ser tratados como accesorios en vez de una parte principal de la fuerza de resistencia del pórtico.

2. La fuerza de los vientos en los recipientes de las tuberías y bandejas de cables, situados o adjuntos a la estructura, deben calcularse con las fuerzas de viento.

Ninguno de los trabajos teóricos o experimentales publicados hasta la fecha ha considerado la inclusión de solidez aleatoria en tres dimensiones (por ejemplo, los recipientes, intercambiadores de calor, etc.) colocados en el pórtico. Sin embargo, se espera que la carga total de viento en el equipo será menor que la suma de las cargas sobre los elementos individuales debido a la protección del pórtico, y también a los equipos de protección.

#### 2.5.4 Carga en el Pórtico:

La fuerza de viento para la resistencia de estructuras abiertas debe ser determinada por la ecuación:

$$F_s = q_z G C_f A_e \quad (2.52)$$

Tabla 2.2: Coeficientes de Fuerza para las Componentes de la Carga de Viento

Ítem	C <sub>f</sub>	Área Proyectada
Barandilla	2	0,8 ft <sup>2</sup> /ft
Escalera sin jaula	2	0,75 ft <sup>2</sup> /ft
Escalera con jaula	2	0,5 ft <sup>2</sup> /ft
Rectángulos sólidos y placas planas	2	
Formas redondas o cuadradas	Ver ASCE 7 Tabla 6-7	
Escaleras con barandillas		
Al costado de la Elevación	2	Área del pasamanos mas la profundidad del canal.
Al final de la Elevación	2	50% de la superficie bruta

En la ecuación 2.52  $F_s$ , es la fuerza del viento en el pórtico estructural y accesorios,  $q_z$  y  $G$  son tal como se define a continuación:

Donde:

1. El coeficiente de fuerza  $C_f$
2. El área de aplicación de la fuerza  $A_e$
3. Las fuerzas resistentes al viento y sus componentes se determinan por la ecuación.

$$F = q_z G C_f A \quad (2.53)$$

Donde:

$F$  es la fuerza del viento aplicada, mediante el siguiente procedimiento:

- $q_z$ : presión de velocidad.
- El efecto de ráfaga factor  $G$  (o  $G_f$ )
- Coeficientes de fuerza  $C_f$  y  $A_f$  correspondientes áreas proyectadas o  $A_e$

### 2.5.5 Coeficientes De Fuerza

El coeficiente de fuerza de un conjunto de pórticos se calculará:

$$C_f = \frac{C_{Dg}}{\epsilon} \quad (2.54)$$

Donde:

- $C_{Dg}$  : es el coeficiente de fuerza para el conjunto de pórticos
- $\epsilon$ : es, la relación de solidez

Los coeficientes de fuerza se definen para las fuerzas de viento actuando en forma normal a los pórticos con independencia de la dirección real del viento.

### 2.5.6 Relación De Solidez

La relación de solidez viene dado por:

$$\varepsilon = A_s / A_g \quad (2.55)$$

Donde:

**A<sub>g</sub>**: es el área bruta (sobre el área) de la estructura de barlovento y

**A<sub>s</sub>**: es el área efectiva sólida del pórtico de barlovento se define por el siguiente:

La parte sólida de un pórtico se define como, la parte sólida de cada elemento en el plano de la estructura proyectada normal a la dirección del viento nominal. Elementos considerados como parte sólida de un pórtico incluyen vigas, columnas, refuerzos, revestimientos, escaleras, escaleras de barandilla, pasamanos, etc. artículos tales como los recipientes, tanques, tuberías y bandejas de cables no se incluyen en el cálculo de la superficie sólida del bastidor; las cargas de viento para estos artículos se calculan por separado.

- La presencia de pisos o cubiertas no causa un aumento de la superficie sólida sino un aumento en el espesor de la cubierta.

### 2.5.7 Los Casos de Diseño de Carga

La fuerza del viento total, que actúa sobre la estructura en una dirección dada,  $F_T$ , es igual a la suma de las cargas de viento actuando sobre la estructura y accesorios ( $F_s$ ), además de la carga de viento en el equipo y los recipientes, además de la carga del viento en la tubería. Vea la Figura 4.2 para las definiciones completas de  $F_T$  y  $F_s$ .

Si los arreglos de tuberías no se conocen se puede utilizar el 10% del área bruta de tubería. Un coeficiente de fuerza de 0.7 debe ser utilizado para esta área de tuberías.

Los siguientes dos casos de carga se consideran como mínimo.

1. Carga de pórtico + carga de los equipos + tubería, ( $F_T$ ) de un eje, que actúan simultáneamente con el 50 % de la carga del pórtico ( $F_s$ ) a lo largo de otro eje, para cada dirección.

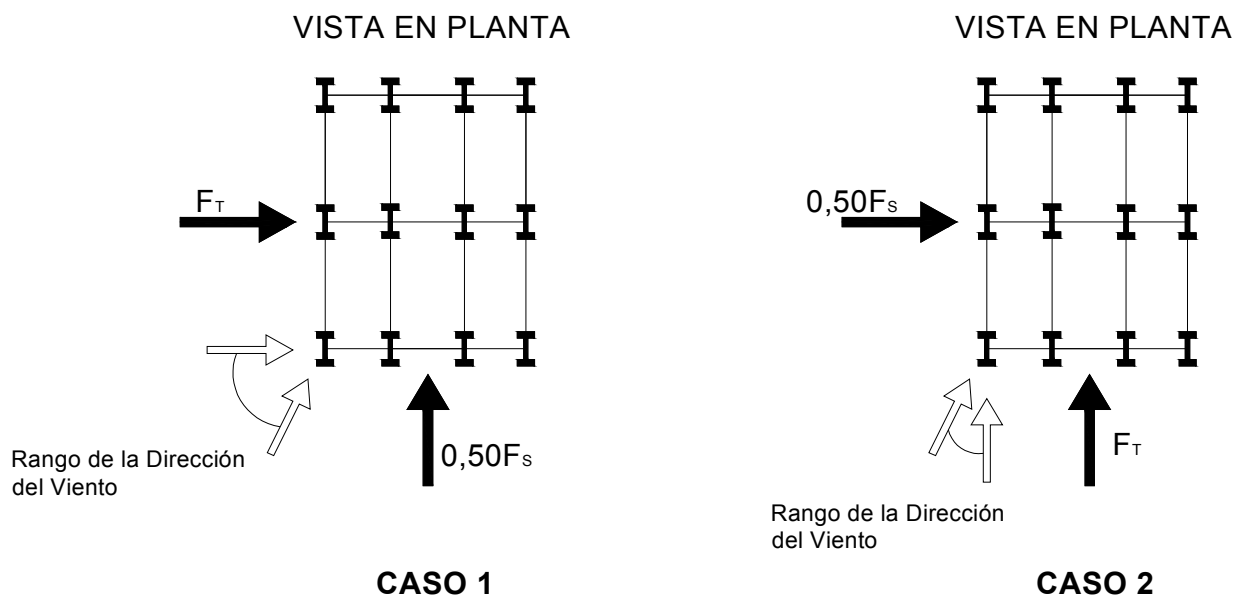


Figura 2.45. Casos de Carga

## NOTAS:

1.-  $F_s$  indica la fuerza de viento sobre los accesorios y pórticos de la estructura en la dirección indicada (se excluye cargas de viento sobre equipos, tuberías y bandejas de cables)

2.-  $F_T$  indica la carga total de viento sobre la estructura en la dirección indicada, la cual es la suma de las fuerzas sobre los pórticos de la estructura, accesorios, equipos y tuberías. En el caso, las cargas de los equipos deben ser reducidas por efectos del revestimiento.

3.- Los factores de combinación de carga aplicados a  $F_s$  puede ser determinado por el método en el Apéndice 4A (Wind Loads and Anchor Bolt Design for Petrochemical Facilities) y se usa 0,5. Estos valores pueden ser calculados por separado por Caso 1 y Caso 2.

2. Cuando, no es sustancial protección de los equipos por la estructura u otro equipo en un nivel dado en la dirección del viento que se trate, **la carga del viento en el equipo** a ese nivel puede ser reducido por el factor de protección  $\eta$ .

$$\eta = (1 - \varepsilon)^{(\kappa+0.3)}$$

Donde  $\eta \geq 0.4$ .

$\kappa$ : es la relación entre la solidez volumétrica para el nivel en cuestión, se define como el cociente entre la suma de los volúmenes de todos los equipos, recipientes, intercambiadores, etc. a nivel de la estructura para el volumen bruto de la estructura a ese nivel.



$\kappa$ : debe tomarse como 0 cuando no hay equipos o a los de protección (por ejemplo, si sólo hay un intercambiador o recipiente en el nivel que se trate, o si el equipo es ampliamente espaciados).

La carga de viento en cualquier equipo o parte de éstos, se extiende sobre la parte superior de la estructura no deben ser reducidos.

#### **2.5.8 Torsión Horizontal:**

Torsión horizontal (torsión sobre el eje vertical) puede ser un factor para las estructuras del pórtico abierto. Se debe considerar la posibilidad de la torsión en el diseño. Se debe considerar los puntos de aplicación de la carga de viento, especialmente en los casos en que la estructura del edificio es irregular y / o equipo de lugares que no son simétricas.

#### **2.5.9 Deflexiones:**

La desviación máxima permitida para el diseño de viento será  **$h/200$** .

Deflexiones por desprendimiento no excederá una amplitud única de  **$h/400$**  para vientos igual o menor a la velocidad de diseño.

La carga de fatiga se considerará para los equipos y estructuras sometidas a vibraciones en el montaje.

## 2.5.10 Acción Sísmica

### 2.5.10.1 Casos y Combinaciones de Carga

1.  $1.4 CP$
  2.  $1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVt$
  3.  $1.2 CP + 1.6 CVt + 0.5 CV$
  4.  $1.2 CP + 0.5 CV + 1.0 Eb$
  5.  $0.9 CP + 1.0 Eb$
- } Combinaciones para el Diseño de los Elementos.
- 
6.  $1.2 CP + 0.5 CV + 1.0 Ea$
  7.  $0.9 CP + 1.0 Ea$
- } Combinaciones para el Diseño del resto de los elementos que conforman el sistema resistente a sismo

Donde:

CP: Carga Permanente

CV: Carga Variable

CVt: Carga Variable de Techo

Eb: Acción sísmica Básica

Ea: Acción Sísmica Amplificada

### 2.5.10.2 Acción Sísmica en Combinación de Cargas:

$$\boxed{E} \left\{ \begin{array}{l} E_b = \rho Q_E \pm 0.2 S_{DS} CP \\ E_a = \Omega_0 Q_E \pm 0.2 S_{DS} CP \end{array} \right.$$

Donde:

$\Omega_0 Q_E$  = Efecto de Fuerzas Horizontales

$0.2 S_{DS} CP$  = Efecto de Fuerzas Verticales

$Q_E$  = Carga Sísmica Horizontal

$S_{DS}$  = Aceleración del espectro de diseño para períodos cortos

$CP$  = Carga Permanente.

$\rho$  = factor que varía de 1.00 a 1.50 (Depende de la Redundancia estructural “Hiperestaticidad”)

$\Omega_0$  = Factor de Sobre-resistencia Sísmica (Depende del Sistema Estructural)

**Para la Combinación 4:**  $1.2 CP + 0.5 CV + 1.0 E_b$

Se tiene que:  $E_b = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} CP$

$$(1.2 + 0.2 SDS) CP + 0.5 CV + 1.0 \rho Q_E$$

**Para la Combinación 5:**  $0.9 CP + 1.0 E_b$

Se tiene que:  $E_b = \rho Q_E - 0.2 SDS CP$

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) CP + 1.0 \rho Q_E$$

**Para la Combinación 6:**  $1.2 CP + 0.5 CV + 1.0 Ea$

Se tiene que:  $Ea = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} CP$

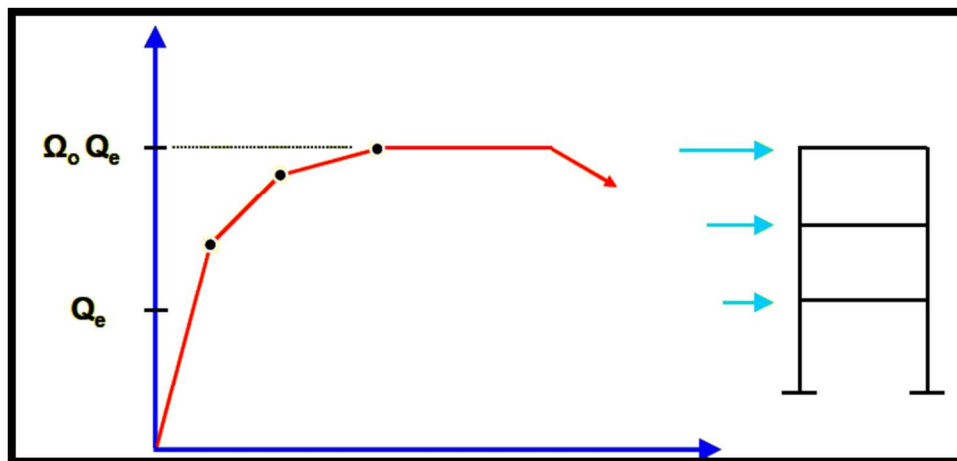
$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) CP + 0.5 CV + 1.0 \Omega_o Q_E$$

**Para la Combinación 7:**  $0.9 CP + 1.0 Ea$

Se tiene que:  $Ea = \Omega_o Q_E - 0.2 SDS CP$

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) CP + 1.0 \Omega_o Q_E$$

### 2.5.10.3 Factor de Amplificación Sísmica



**Figura 2.46.** Amplificación Sísmica

La Carga Sísmica Amplificada,  $\Omega_o Q_e$ , se utiliza para estimar las fuerzas que ocurren en cada uno de los elementos que conforman el sistema resistente a sismo, para cuando los “fusibles” de la estructura incursionan en el rango inelástico.

Tabla 2.3: Tabla de Valores de Sobre-resistencia Ry y Rt

<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>	<b>Ry</b>	<b>Rt</b>
<b>Acero Conformado en Caliente:</b>		
ASTM A36	1,5	1,2
ASTM A572 Gr 42	1,1	1,1
ASTM A992; A572 Gr 50 or Gr 55		
ASTM A913 Gr 50, 60 or 65; ASTM A588		
A1011 HSLAS Gr 50	1,1	1,1
ASTM A529 Gr 50	1,2	1,2
ASTM A529 Gr 55	1,1	1,2
<b>Tubería:</b>		
ASTM A500 Gr B or Gr C	1,4	1,3
ASTM A501		
<b>Placas:</b>		
ASTM A36	1,3	1,2
ASTM A572 Gr50; ASTM A588	1,1	1,2

**Factores de Sobre-Resistencia:**

Ry: Factor Mínimo de Sobre-resistencia Fluencia

Rt : Factor Mínimo de Sobre-resistencia Ultima

**Esfuerzos Esperados:**

Esfuerzo Cedente Esperado =  $Ry Fy$

Esfuerzo Ultimo Esperado =  $Rt Fu$

Los esfuerzos esperados ( $Rt Fu$ ) y ( $Ry Fy$ ) son utilizados para establecer las fuerzas de diseño de las conexiones del sistema resistente a sismos.

Tabla 2.4: Valores de los factores R,  $\Omega_0$  y Cd, según ASCE/SEI 7-05.

<b>Estructura Sismorresistente</b>	<b>R</b>	<b><math>\Omega_0</math></b>	<b>Cd</b>
Pórticos no arriostrados especiales	8	3	5,5
Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas	7	3	5,5
Pórticos no arriostrados intermedios	4,5	3	4
Pórticos no arriostrados ordinarios	3,5	3	3
Pórticos arriostrados excéntricamente con conexiones viga-columna a momento fuera del enlace dúctil	8	2	4
Pórticos arriostrados excéntricamente sin conexiones viga-columna a momento fuera del enlace dúctil	7	2	4
Pórticos arriostrados excéntricamente en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño.	8	2,5	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2	5
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente	3,25	2	3,25
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño.	7	2,5	5,5
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente en sistemas duales con pórticos no arriostrados intermedios capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño.	6	2,5	5
Pórticos con riostras de pandeo restringido con conexiones viga-columna a momento	8	2,5	5
Pórticos con riostras de pandeo restringido sin conexiones viga-columna a momento	7	2	5,5
Pórticos con riostras de pandeo restringido en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño	8	2,5	5
Muros de corte con placas de acero en sistemas duales con pórticos no arriostrados especiales capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza de diseño	8	2,5	6,5
Estructuras de acero sin detalles sismorresistentes (excluyendo sistemas con columnas en voladizo)	3	3	3

## CAPÍTULO III

### 3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

#### 3.1. CARGAS PRIMARIAS

##### 3.1.1. CARGA MUERTA (D):

Se denomina carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como muros divisorios, los revestimientos de los pisos, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma permanente sobre la estructura.

##### a) Edificios:

Las cargas muertas se incluirán en el diseño de los edificios:

- Peso propio de los elementos estructurales.
- El armazón, muros, pisos, techos falsos, techos acabados permanentes, tabiques y escaleras.
- El equipo, los servicios fijos, maquinaria, ascensores, pista de vigas, alimentadores eléctricos, calefacción, ventilación y aire acondicionado, etc., donde su carga se transmite a los elementos estructurales.
- Equipos de carga se deberán tomar en los datos del fabricante.
- Protección contra incendios en estructuras de acero.
- Peso propio de la tubería (si hay).

### **b) Procesos de Estructura:**

Las cargas muertas se incluirán en el diseño de estructuras y equipo de fundaciones:

- Peso propio de los elementos estructurales.
- El equipo, maquinaria, ascensores y vigas.
- La carga muerta de la tubería se incluirá en el diseño de toda la estructura, excepto pipe racks, la misma que se explicara más adelante.
- Tubería menor a 300 mm de diámetro se considerará como máxima carga distribuida de 50,98 kg/m<sup>2</sup> sobre el área bruta del piso de apoyo.
- Los conductos de diámetro mayor o igual a 300 mm se considerarán cargas concentradas en sus ubicaciones.
- Protección contra incendios en estructuras de acero, recipientes y equipos.
- Los recipientes, incluidas todas las partes internas, revestimientos refractarios y prueba hidrostática.
- Aislamiento instalado en tuberías y equipos.
- Elaboración de la plataforma de acero y la placa de piso.
- Peso de las plataformas, tuberías y escaleras en las torres se precisará en los planos de los recipientes

### **c) Pipe racks:**

Para los Pipe Rack la carga muerta, incluirá el peso de todos los equipos de proceso, tuberías, válvulas y accesorios, bandejas eléctricas y conductos de alumbrado, instrumentación, protección contra incendios, aislamiento, placas de acero estructural, etc. El peso de la cimentación de hormigón junto con



cualquier sobrecarga del suelo también se considerará como carga muerta. Todas las tuberías se considerarán vacías de carga de producto ( $P_L$ ) en el cálculo de la carga muerta. Los Pipe Racks estarán diseñados para cargas muertas presentes y futuras.

La carga muerta de la tubería se incluirá en el diseño de pipe racks:

- ✓ Tuberías menores a 300 mm de diámetro se considerará como una carga distribuida de 50,98 kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Cuando las cargas individuales de la tubería no están disponibles para pipe racks con tubos superiores a 300 mm de diámetro, pero inferiores a 400 mm de diámetro (por ejemplo, calentador - tuberías del reactor), la carga muerta de tuberías se considerará como una carga distribuida no menor a 84,63 kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Estas cargas se basan en la tubería estándar ANSI y accesorios, con exclusión de aislamiento y revestimiento. Cuando la tubería no es estándar, los accesorios deben ser especificados.

Tabla 3.1: Pesos nominales de tuberías

D (inch)	OD (inch)	Tubería Estándar (ST)				Tubería XS				Tubería XXS 160			
		t (inch)	We (lbf/ft)	Ww (lbf/ft)	Wf (lbf/ft)	t (inch)	We (lbf/ft)	Ww (lbf/ft)	Wf (lbf/ft)	t (inch)	We (lbf/ft)	Ww (lbf/ft)	Wf (lbf/ft)
1	1.32	0.133	1.7	0.4	2.1	0.179	2.2	0.3	2.5	0.358	3.7	0.1	3.8
1½	1.875	0.145	2.7	0.9	3.6	0.2	3.6	0.7	4.3	0.375	6.0	0.4	6.4
2	2.375	0.154	3.7	1.5	5.2	0.218	5.0	1.3	6.3	0.400	8.4	0.8	9.2
3	3.5	0.215	7.6	3.2	10.8	0.3	10.3	2.9	13.2	0.600	18.6	1.8	20.4
4	4.5	0.237	10.8	5.5	16.3	0.337	15.0	5.0	20.0	0.674	27.6	3.4	31.0
5	5.6	0.258	14.7	8.8	23.5	0.375	20.9	8.0	28.9	0.75	38.9	5.7	44.6
6	6.625	0.28	19.0	12.5	31.5	0.432	28.6	11.3	39.9	0.864	53.2	8.2	61.4
8	8.625	0.322	28.6	21.7	50.3	0.5	43.4	19.8	63.2	0.906	74.8	15.8	90.6
10	10.75	0.365	40.5	34.2	74.7	0.5	54.8	32.4	87.2	1.125	115.8	24.6	140.4
12	12.75	0.375	49.6	49.0	98.6	0.5	65.5	47.0	112.5	1.312	160.4	34.9	195.3
14	14.0	0.375	54.6	59.8	114.4	0.5	72.2	57.5	129.7	1.406	189.3	42.6	231.9
16	16.0	0.375	62.6	79.2	141.8	0.5	82.8	76.6	159.4	1.593	245.3	55.9	301.2
18	18.0	0.375	70.7	101.3	172.0	0.5	93.5	98.4	191.9	1.718	299.0	72.2	371.2
20	20.0	0.375	78.7	126.1	204.8	0.5	104.2	122.9	227.1	1.968	379.4	87.8	467.2
22	22.0	0.375	86.7	153.7	240.4	0.5	114.9	150.1	265.0	*1.00	224.5	136.1	360.6
24	24.0	0.375	94.7	184.0	278.7	0.5	125.6	180.0	305.6	2.343	542.4	127.0	669.4
26	26.0	0.375	102.7	217.0	319.7	0.5	136.3	212.7	349.0	*1.00	267.3	196.0	463.3
28	28.0	0.375	110.7	252.7	363.4	0.5	147.0	248.1	395.1	*1.00	288.6	230.1	518.7
30	30.0	0.375	118.8	291.2	410.0	0.5	157.7	286.2	443.9	*1.00	310.0	266.8	576.8
32	32.0	0.375	126.8	332.4	459.2	0.5	168.4	327.1	495.5	*1.00	331.4	306.3	637.7
34	34.0	0.375	134.8	376.3	511.1	0.5	179.1	370.6	549.7	*1.00	352.8	348.5	701.3
36	36.0	0.375	142.8	422.9	565.7	0.5	189.8	416.9	606.7	*1.00	374.2	393.4	767.6
42	42.0	0.375	166.9	579.1	746.0	0.5	221.8	572.1	793.9	*1.00	438.3	544.5	982.8

Donde:

D = Diámetro nominal de la tubería

OD = Diámetro exterior de la tubería

t = Espesor de pared

We = Peso de la tubería vacía (lbf/pie)

Ww = Peso del agua contenida en la tubería (lbf/pie)

Wf = Peso de la tubería llena de agua (lbf/pie)

\* = Máximo tamaño en stock

Tabla 3.2: Pesos nominales de tuberías [SI]

D (inch)	OD (inch)	Tubería Estándar (ST)				Tubería XS				Tubería XXS 160			
		t (inch)	We (kg/m)	Ww (kg/m)	Wf (kg/m)	t (inch)	We (kg/m)	Ww (kg/m)	Wf (kg/m)	t (inch)	We (kg/m)	Ww (kg/m)	Wf (kg/m)
1	1.32	0.133	2.5	0.6	3.1	0.179	3.3	0.4	3.7	0.358	5.5	0.1	5.7
1½	1.875	0.145	4.0	1.3	5.4	0.2	5.4	1.0	6.4	0.375	8.9	0.6	9.5
2	2.375	0.154	5.5	2.2	7.7	0.218	7.4	1.9	9.4	0.400	12.5	1.2	13.7
3	3.5	0.215	11.3	4.8	16.1	0.3	15.3	4.3	19.6	0.600	27.7	2.7	30.3
4	4.5	0.237	16.1	8.2	24.2	0.337	22.3	7.4	29.8	0.674	41.1	5.1	46.1
5	5.6	0.258	21.9	13.1	23.5	0.375	31.1	11.9	43.0	0.75	57.9	8.5	66.3
6	6.625	0.28	28.3	18.6	46.9	0.432	42.5	16.8	59.4	0.864	79.1	12.2	91.3
8	8.625	0.322	42.5	32.3	74.8	0.5	64.6	29.5	94.0	0.906	111.3	23.5	134.8
10	10.75	0.365	60.2	50.9	111.1	0.5	81.5	48.2	129.7	1.125	172.3	36.6	208.8
12	12.75	0.375	73.8	72.9	146.7	0.5	97.4	69.9	167.3	1.312	238.6	51.9	290.5
14	14.0	0.375	81.2	89.0	170.2	0.5	107.4	85.5	192.9	1.406	281.6	63.4	345.0
16	16.0	0.375	93.1	117.8	210.9	0.5	123.2	113.9	237.1	1.593	364.9	83.2	448.0
18	18.0	0.375	105.2	150.7	255.9	0.5	139.1	146.4	285.5	1.718	444.8	107.4	552.2
20	20.0	0.375	117.1	187.6	304.6	0.5	155.0	182.8	337.8	1.968	564.4	130.6	695.0
22	22.0	0.375	129.0	228.6	357.6	0.5	170.9	223.3	394.2	*1.000	334.0	202.5	536.4
24	24.0	0.375	140.9	273.7	414.6	0.5	186.8	267.8	454.6	2.343	806.8	188.9	995.8
26	26.0	0.375	152.8	322.8	475.6	0.5	202.8	316.4	519.1	*1.000	397.6	291.6	689.2
28	28.0	0.375	164.7	375.9	540.6	0.5	218.7	369.1	587.7	*1.000	429.3	342.3	771.6
30	30.0	0.375	176.7	433.2	609.9	0.5	234.6	425.7	660.3	*1.000	461.1	396.9	858.0
32	32.0	0.375	188.6	494.5	683.1	0.5	250.5	486.6	737.1	*1.000	493.0	455.6	948.6
34	34.0	0.375	200.5	559.8	760.3	0.5	266.4	551.3	817.7	*1.000	524.8	518.4	1043.2
36	36.0	0.375	212.4	629.1	841.5	0.5	282.3	620.2	902.5	*1.000	556.6	585.2	1141.8
42	42.0	0.375	248.3	861.4	1109.7	0.5	329.9	851.0	1180.9	*1.000	652.0	810.0	1461.9

Donde:

D = Diámetro nominal de la tubería

OD = Diámetro exterior de la tubería

t = Espesor de pared

We = Peso de la tubería vacía (Kg/m)

Ww = Peso del agua contenida en la tubería (Kg/m)

Wf = Peso de la tubería llena de agua (Kg/m)

\* = Máximo tamaño en stock

Tabla 3.3: Volúmenes de aislamiento de tuberías

Volúmenes de Aislamiento de Tuberías, V (pies <sup>3</sup> /pie)												
D (inch)	OD (inch)	Espesor de Aislamiento										
		1"	1½"	2"	2½"	3"	3½"	4"	4½"	5"	5½"	6"
3	3.5	0.10	0.16	0.24	0.33	0.43	0.54	0.65	0.79	-	-	-
4	4.5	0.12	0.20	0.28	0.38	0.49	0.61	0.74	0.88	1.04	-	-
5	5.6	0.14	0.23	0.33	0.44	0.56	0.69	0.83	0.99	1.15	-	-
6	6.625	0.17	0.27	0.38	0.5	0.63	0.77	0.93	1.09	1.27	-	-
8	8.625	-	0.33	0.46	0.61	0.76	0.93	1.11	1.29	1.49	1.7	-
10	10.75	-	0.40	0.56	0.72	0.90	1.09	1.29	1.50	1.72	1.95	-
12	12.75	-	0.47	0.64	0.83	1.03	1.24	1.46	1.69	1.94	2.19	2.45
14	14.0	-	0.51	0.70	0.9	1.11	1.34	1.57	1.82	2.07	2.34	2.62
16	16.0	-	0.57	0.79	1.01	1.24	1.49	1.75	2.01	2.29	2.58	2.88
18	18.0	-	0.64	0.87	1.12	1.37	1.64	1.92	2.21	2.51	2.82	3.14
20	20.0	-	0.70	0.96	1.23	1.51	1.79	2.09	2.41	2.73	3.06	3.4
24	24.0	-	0.83	1.13	1.45	1.77	2.10	2.44	2.80	3.16	3.54	3.93

La tubería y las cargas eléctricas no serán inferiores a los siguientes:

a) Una carga mínima de tubería de cubierta de 23 lb/ft<sup>2</sup> (112.17 kg/m<sup>2</sup>) se utilizará para el diseño de Pipe Racks. Esto es equivalente a 8 in. (203 mm) de diámetro, cédula 40 tubos espaciados a 15 in. (381 mm) desde los centros.

b) Junto con las cargas mínimas de tuberías de cubierta antes mencionadas, una carga concentrada, se añade en las tuberías más grandes de 12 in. (300 mm) de diámetro nominal en el apoyo.

La carga concentrada  $P_{DL}$ , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{DL} = S(W_{DL} - \rho_{DL} D) \quad (3.01)$$

Donde:

S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft)

$W_{DL}$  = peso de la tubería grande por pie (lb/ft)

$p_{DL}D$  = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft<sup>2</sup>)

D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft)

c) Las bandejas de cables eléctricos de un nivel individual y doble nivel deberán tener un mínimo de peso a distribuirse de manera uniforme de 20 lb/ft<sup>2</sup> (97.89 kg/m<sup>2</sup>) y 40 lb/ft<sup>2</sup> (195.78 kg/m<sup>2</sup>), respectivamente. La carga de la bandeja de cables se considerará como carga muerta. Los lugares de la bandeja se ubicarán según los planos.

**d) Cimentación de Equipos:**

- ✓ Peso propio del elemento estructural
- ✓ Válvulas de equipos y tuberías.
- ✓ Protección contra el fuego en el recipiente y equipo.
- ✓ La carga de montaje de los equipos deberá ser confirmado con los planos, ya que pueden o no ser revestidos para la construcción.
- ✓ Instalación de equipos y tuberías con aislamiento.

Los siguientes parámetros se adoptarán para los diseños que incluyen en la carga de viento:

- I. **Condición de carga:** Montaje - 80% de la carga de viento.
- II. **Aparatos de control y limpieza:** Carga de velocidad del viento.
- III. **Funcionamiento Anormal:** se considera 1/3 de la carga máxima del viento o las cargas derivadas de una velocidad del viento.

### **3.1.2. CARGA MUERTA (L):**

#### **3.1.2.1. Edificios**

##### **3.1.2.1.1 Carga Viva:**

Para el diseño de cada elemento estructural, las cargas se aplicarán en el lugar menos favorable.

La carga impuesta a los pisos serán diseñados con las cargas reales, cuando éstas son conocidas, pero no podrá ser inferior a las cargas distribuidas que se indican a continuación:

Las áreas principales de operación:

- ✓ Planta Baja: 1019,72 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Planta alta: 1019,72 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Almacenes y áreas de almacenamiento abierto: 2039,43 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Control de habitaciones, casas de filtro y otros refugios de luz: 509,86 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Subestaciones: 1019,72 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Batería de Habitaciones: 1019,72 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Laboratorios: 509,86 kg/m<sup>2</sup>

#### **NOTAS:**

1.- Los elementos estructurales se chequearán cuando las cargas de almacenamiento de los equipos se conozcan.

2.- La carga real se efectuará basándose en la carga anterior, teniendo en cuenta los métodos de manejo de materiales, carretillas elevadoras que imponen una carga concentrada de 7647,87 kg.

3.- Reducción de la Carga Viva en columnas podrá reducirse de acuerdo al Código de Construcción Uniforme (UBC).

**3.1.2.1.2. Cubiertas y Áreas de Acceso:**

- ✓ Las zonas peatonales, balcones y las zonas de acceso a tráfico vehicular normal: ASCE 7-05
- ✓ Cubiertas con toldo con acceso para el mantenimiento: 101,97 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Techos de hormigón con acceso para el mantenimiento: 152,96 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Techos que se utilizan para el acceso a los equipos : 509,86 kg/m<sup>2</sup>

Además de las cargas distribuidas establece que, todos los techos se deberán comprobar con una sola carga de 203,94 kg en el lugar más desfavorable.

**3.1.2.1.3. Las Cargas Del Material (contenido)**

El contenido de los equipos se considerará como cargas vivas y serán aplicadas en el lugar menos favorable. El peso específico adecuado deberá aplicarse al cálculo de la carga impuesta.

**3.1.2.1.4. Manejo De Cargas**

Se debe considerar a la carga que ocurre durante la instalación, operación y posible eliminación y el reemplazo de cualquier equipo de contenidos dentro de los edificios.

### 3.1.2.1.5. Estructura de Procesos

#### 3.1.2.1.5.1. Carga Viva

Las cargas en los pisos, plataformas, etc., serán las cargas reales cuando sean conocidos, pero no podrá ser inferior a las cargas distribuidas, que se indican a continuación:

Las áreas principales de operación:

- ✓ Planta Baja: 1019,72 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Planta Alta: 1019,72 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Pasarelas y Plataformas de Acceso (placa de piso, Rejas y losas): 509,86 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Pasarelas y Plataformas de Acceso (planta enmarcada, arriostre de columnas y soportes): 509,86 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Plataformas menores, pasarelas y suelos utilizados sólo para acceso a los equipos: 305,92 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Pisos, placas, plataformas y con almacenamiento temporal de los componentes de equipo pesado: 509,86 kg/m<sup>2</sup>

Tabla 3.4: Reducción de la carga viva en columnas

Número De Pisos Con Cargas Clasificadas Por La Reducción De Miembros Bajo Consideración	Reducción Total de la Carga Distribuida en el Piso (%)
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
Mayor a 10	Más de 50



### **3.1.2.1.5.2. Cubiertas y Áreas de Acceso**

- Techos con acceso sólo para el mantenimiento: 101,97 kg/m<sup>2</sup>
- Los techos utilizados como plataformas alrededor del equipo: 305,92 kg/m<sup>2</sup>
- Escaleras y descanso: 509,86 kg/m<sup>2</sup> o 509,86 kg carga concentrada.
- Escaleras (vertical): 254,93 kg de carga concentrada en un escalón.
- Escaleras (horizontal): 50,99 kg carga concentrada
- Plataformas conecta a los recipientes: 254,93 kg /m<sup>2</sup>
- Pasamanos: 101,97 kg/m<sup>2</sup> en cualquier dirección o 76,48 kg/m verticales y horizontales.

### **3.1.2.1.5.3. Cargas de las Tuberías**

Las cargas vivas desde las tuberías deberán ser incluidos en el diseño de todas las estructuras, excepto pipe racks, a la que se hará referencia después.

La tubería de menos de 300 mm de diámetro, se considerará como una carga distribuida de 122,37 kg/m<sup>2</sup> para condiciones de funcionamiento y 203,94 kg/m<sup>2</sup> para la prueba de condiciones sobre el área bruta.

A falta de conocer las cargas puntuales para tuberías mayores o iguales a 400 mm de diámetro, pero menor a 300 mm de diámetro, (por ejemplo, calefactor y tuberías del reactor), la tubería se considera como una carga distribuida de no menos de 203,94 kg/m<sup>2</sup> y 339,57 kg/m<sup>2</sup> sobre el área bruta que contribuya al doblado.

La carga dada arriba se basa en la tubería y los accesorios estándar ANSI, sin aislamiento y revestimiento. Cuando la tubería no es estándar los accesorios se especificarán, la carga se ajustará a la demanda. Las cargas concentradas de la tubería, tubos de igual o mayor diámetro de 300 mm se calcularán como cargas concentradas en sus localizaciones reales.

La unidad de carga se calcula en función del tamaño medio de todos los tubos en el soporte, pero no se tomará menos de 203,94 kg/m<sup>2</sup>.

Otros requerimientos mínimos son:

- Puntales de la viga longitudinal que soporta a la tubería, deberá estar diseñado para resistir el 50% de la carga uniforme de la viga transversal.
- Transferir una fuerza de anclaje hasta 4,50 m = 458,87 kg
- Vanos de viga superior a 4,50 m, fuerza de anclaje =917,75 kg
- El componente térmico de la fuerza de anclaje se tendrá el 30% de los valores indicados anteriormente.
- La estructura se comprobará cuando las fuerzas reales de la tubería de tensión sean conocidas.
- Se tendrá en cuenta las cargas sobre la estructura de tuberías donde la configuración, las cargas de explosión y las temperaturas de funcionamiento pueden dar lugar a importantes fuerzas horizontales debido a la fricción en los apoyos. Una fuerza horizontal térmica de 509,86 kg por el nivel del suelo aplicado a la estructura en la dirección ortogonal.

- Los siguientes coeficientes de fricción estática se utiliza para determinar fuerzas en las superficies de deslizamiento:
  - De Teflón sobre teflón=0.10
  - Acero sobre acero= 0.40
  - De Acero sobre hormigón= 0.45
  
- Las cargas puntuales en los soportes de las tuberías de las estructuras serán las cargas reales. Si existiese ausencia de cargas en un punto conocido de la tubería que apoya a cada elemento de la estructura (sin refuerzo), se verificará con una carga puntual de 458,87 kg en la posición menos favorable.
  
- Los soportes de la tubería serán diseñada para resistir las siguientes cargas:
  - a. Cargas de gravedad
  - b. Cargas de gravedad, más fuerzas de anclaje
  - c. La carga de gravedad más la carga de viento transversal más entrada de componente térmica de las fuerzas de anclaje.
  - d. Carga de gravedad más las carga de fricción más la fuerza de anclaje. La relación de estabilidad en las fundaciones se comprobará utilizando el 80% de cargas de gravedad.

#### **3.1.2.1.5.4 Manejo de Instalaciones:**

El manejo de instalaciones permanentes de tramitación serán diseñadas para las siguientes cargas:

- Montaje de vigas y estructuras de soporte deberán estar diseñados para incluir una asignación del 25% de la carga total de impacto vertical, de conformidad con AISC, Manual de Construcción en Acero.  
Cuando el elevador se va a operar con una línea de tracción de no menos del 25% se incluirá la carga levantada.
- El levantamiento de vigas con grúas y sus estructuras de apoyo para la grúa deberán estar diseñados para incluir las asignaciones dinámicas de impacto de acuerdo con AISC Manual de Construcción en Acero
- Para el diseño de la estructura de soporte del elevador, se incrementará en un 100% para considerar a las fuerzas dinámicas de conformidad con AISC Manual de Construcción en Acero.

#### **3.1.2.1.5.5 Pipe Racks**

La carga de la tubería se incluirá en el diseño de los pipe racks de la siguiente manera:

- Los puntales de la viga longitudinal de pipe racks estarán diseñadas para, el 50% de carga uniforme aplicado a vigas transversales, a menos que las vigas longitudinales presten apoyo a una viga transversal intermedia, en cuyo caso la viga longitudinal se diseñarán para las cargas procedentes de la viga transversal intermedia.
- Además las cargas calculadas anteriormente, de cada miembro del pipe rack (con exclusión de refuerzos), se controlará una sola carga de 1529,57 kg o 15% de las cargas que operan en el haz (el que sea mayor) en la posición menos favorable.
- Cada nivel será sometido a fuerzas de rozamiento longitudinal.

La fuerza en cada nivel será igual al 10% de la carga que operan en los respectivos niveles, y se aplicarán en forma horizontal uniformemente distribuida.

- Además las fuerzas de anclaje para los pipe rack, se verificarán con una fuerzas equivalentes a 75,47 kg por metro de rack por nivel, se supone que actúan sobre cada uno, aplicado como una sola fuerza en cada nivel.

#### **3.1.2.1.5.6 Manejo de Cargas**

- ✓ Los soportes de la estructura, las fundaciones, pernos de anclaje, e intercambiadores de calor, deberán estar diseñados para soportar una fuerza longitudinal equivalente a 1,50 veces la masa del haz de tubos, o 1019,72 kg, el que sea mayor.
- ✓ Cuando se apilan los intercambiadores, la fuerza deberá ser tomada para actuar en el eje del intercambiador.

#### **3.1.3. CARGAS POR PRODUCTOS (P<sub>L</sub>):**

La carga por producto se define como la carga impuesta por la gravedad al material líquido o viscoso en la tubería durante la operación. La estructura tipo Pipe Racks estará diseñada para cargas de productos actuales y futuras. Las cargas de producto no deberán ser inferiores a las siguientes:

Una carga de productos mínima de 17 lb/ft<sup>2</sup> (82.59 kg/m<sup>2</sup>) se utilizarán en cada nivel para el diseño de Pipe Racks. Esto es equivalente a tuberías de agua de 8 in. (203 mm) espaciados a 15 in. (381 mm) entre centros.

Junto con el mínimo de cargas de tubería de los productos mencionados anteriormente, una carga concentrada, se añade en las tuberías que son mínimo de 12 in (300 mm) de diámetro nominal. La carga concentrada  $P_{PL}$ , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{PL} = S(W_{PL} - \rho_{PL} D) \quad (3.02)$$

Donde:

$S$  = Distancia entre apoyo de los tubos (ft)

$W_{PL}$  = peso de la tubería grande por pie (lb/ft)

$\rho_{PL}$  = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft<sup>2</sup>)

$D$  = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft)

#### **3.1.4. CARGA DE PRUEBA ( $P_t$ ):**

La carga de prueba se define como la carga de gravedad impuesta por el líquido (normalmente agua) a la presión de ensayo de la tubería. Grandes líneas de vapor pueden requerir pruebas hidráulicas. Si es así, puede ser posible probar una a la vez, mientras las otras líneas en el soporte estarán vacías y evitar así una pesada carga en el soporte de las tuberías.

Cuando se utilicen estos procedimientos, se deben colocar notas especiales en los planos estructurales y de tuberías para especificar los procedimientos de prueba. Las pequeñas líneas de vapor, se consideran normalmente llenas de agua.

### **3.1.5. CARGAS TÉRMICAS (TL):**

Se define a la carga térmica como las fuerzas causadas por cambios en la temperatura de la tubería. Los soportes para las tuberías deben ser diseñados para resistir fuerzas longitudinales resultantes de la expansión y contracción térmica de tuberías. En el sistema de tuberías promedio, las líneas se expanden y contraen cantidades variables en momentos aleatorios. Estas cargas se aplican a las vigas transversales ya sea por fricción o por medio de los anclajes de la tubería. Las cargas térmicas se considerarán como carga muerta y se incluyen en las combinaciones de carga adecuadas.

#### **3.1.5.1. Fuerzas de Fricción (FF):**

Las fuerzas de fricción son causadas por el calentamiento de las líneas y el deslizamiento sobre el soporte de tuberías durante el arranque y parada, se supone que son parcialmente resistidas por las líneas frías adyacentes. La fuerza resultante longitudinal de fricción, sin embargo, se tomará el mayor de los siguientes:

- a. 10% del peso global de funcionamiento de todas las líneas de tuberías en el soporte.
- b. 30% del peso global de funcionamiento de las líneas de tuberías en el soporte, que se expanden o se contraen de forma simultánea.

#### **Nota:**

Las cargas de fricción de la tubería no podrán combinarse con el viento o cargas sísmicas para el diseño de los puntales, columnas, pórticos arriostrados de anclaje, y la cimentación del Pipe Rack, cuando hay varios pórticos. Cabe

anotar que durante viento fuerte o un sismo, la vibración y la deformación de los soportes con carga probablemente aliviarán las fuerzas de rozamiento.

### **3.1.5.2. Fuerzas de Anclaje ( $A_F$ ):**

Las fuerzas de anclaje pueden dictar el uso de canales horizontales o refuerzos horizontales y también verticales anclados inclinadamente. Esto no debe ocurrir con demasiada frecuencia desde tuberías principales como también a barras de grandes líneas de conducción; se permitirá sólo unos pocos refuerzos inclinados en un sistema de tuberías.

La localización de los anclajes y las guías de fuerzas se obtendrá a partir del análisis de deformación y dibujos isométricos de las tuberías.

Las fuerzas de anclaje de las tuberías y la guía de fuerza ( $A_F$ ) producida a partir de la expansión térmica, y de la carga de presión interna se considerarán como cargas muertas.

Las vigas, soportes, columnas, pórticos de anclaje arriostrados, y la cimentación de los Pipe Racks deberán ser diseñados para resistir las cargas reales de anclaje de las tuberías y guías. Para el diseño local de vigas se consideran sólo la brida superior que actúa en flexión horizontal a menos que el tubo de anclaje involucre ambos patines de la viga.

El ancla y carga guía (excepto su componente de fricción) se combinan con el viento o cargas sísmicas.



### **3.1.5.3. Fuerzas Por Temperatura (TF):**

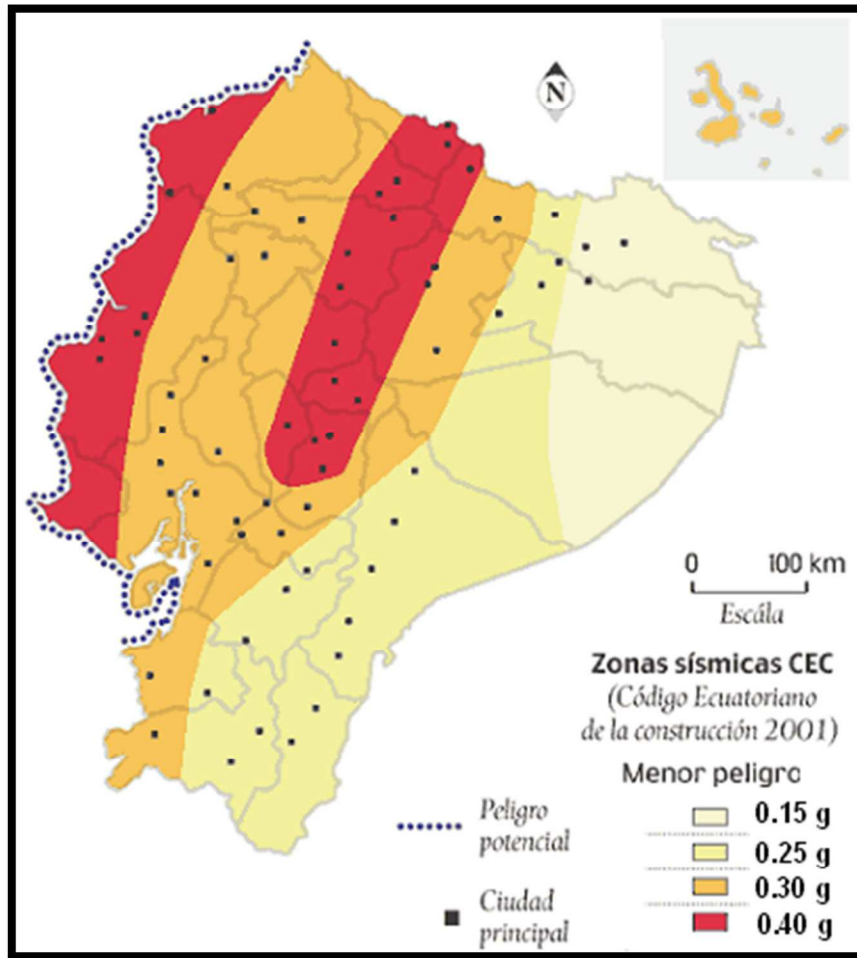
Se debe considerar en el diseño la fuerza térmica causada por la expansión y contracción de la estructura, esto se hará con el chequeo del acero estructural marcado por el cambio de temperatura. El cálculo de temperatura deberá ser definido como la diferencia entre el valor máximo y mínimo de temperatura registrado en un día promedio, la temperatura del acero estructural para efectos del calentamiento por el sol se puede estimar en alrededor de 20 ° C.

### **3.1.6. CARGAS DE VIENTO (W):**

Las cargas de viento en todas las tuberías, equipos, elementos estructurales, soportes de cables, plataformas, escaleras y otros accesorios deben ser considerados en el diseño. Ver ecuación (2.53)

### **3.1.7. CARGA SÍSMICA (E):**

Para las cargas sísmicas se debe considerar la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en los diferentes códigos de diseño.



**Figura 3.1.** Zonificación sísmica del Ecuador del CEC-2001.

### 3.1.8. OTRAS CARGAS:

#### Cargas Dinámicas:

Se definen como aquellas fuerzas que son causadas por la vibración de máquinas como bombas, sopladores, ventiladores y compresores.

- Todos los soportes y bases para hacer vibrar el equipo deberán estar diseñados para limitar las vibraciones a un nivel aceptable.
- El aumento de las fuerzas de los fluidos en las tuberías y el equipo también deben ser consideradas.

### **3.2 COMBINACIONES DE CARGA:**

#### **3.2.1 Combinación de Factores de Carga usando la Resistencia de Diseño:**

La combinación de los factores de carga y la carga se utilizarán sólo en aquellos casos en los que están expresamente autorizadas por las normas de diseño aplicables del material.

Las estructuras, los componentes y las fundaciones deberán diseñarse de manera que sus resistencias de diseño igual o superior a los efectos de las cargas por coeficientes de las combinaciones siguientes:

1.  $1.4 (D + F)$
2.  $1.2 (D + F + T) + 1,6 (L + 1 t) + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5 L \text{ o } W \text{ o } 0,8)$
4.  $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$
6.  $0.9D + 1.6W + + 1.6H$
7.  $0.9D + 1.0E + 1.6H$

#### **3.2.2 Combinación de Carga Nominal usando el Diseño de Esfuerzo Admisible:**

La carga indicada en el presente trabajo, se considera que actúan en la siguiente combinación, lo que produce el efecto más desfavorable en los edificios:

1.  $D + F$
2.  $D + L + F + H + T$
3.  $D + L + F + H + T + (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
4.  $D + H + F + 0,75(L + T) + 0,75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $D + H + F + (W \text{ o } 0.7E)$
6.  $D + H + F + 0,75 (W \text{ o } 0.7E) + 0,75L + 0,75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
7.  $0.6D + W + H$
8.  $0.6D + 0.7E + H$

Donde:

D = carga muerta

E = carga de terremoto

F = carga debido a los fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas

Fa = carga de inundaciones

H = carga debido a la presión lateral de la tierra, la presión de materiales a granel o la presión del agua subterránea

L = carga viva

Lr = carga viva en la cubierta

R = carga de la lluvia

S = carga de nieve

T = fuerza de auto-esfuerzo

W = carga de viento

### **3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES Y REQUISITOS DE RESISTENCIA**

#### **3.3.1 Acero Estructural:**

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades está la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad. (Ductilidad: es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar).

Otra propiedad importante en el uso del acero es su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.

El acero se produce por la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes apropiados, coke (para el carbono) y oxígeno, en hornos a alta temperatura, para producir grandes masas de hierro llamadas arrabio de primera fusión. El arrabio se refina aún más para remover el exceso de carbono y otras impurezas y/o se alea con otros metales como cobre, níquel cromo, manganeso, molibdeno, fósforo, sílice, azufre, titanio, columbio, y vanadio, para producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión.

Los lingotes de acero obtenidos de este proceso pasan entre dos rodillos que giran a la misma velocidad y en direcciones opuestas para producir un producto semiterminado, largo y de forma rectangular que se llama plancha o lingote, dependiendo de su sección transversal. Desde aquí, se envía el producto a otros molinos laminadores para producir el perfil geométrico final de la sección, incluyendo perfiles estructurales así como barras, alambres, tiras, placas y tubos.

El proceso de laminado, además de producir el perfil deseado, tiende a mejorar las propiedades como: tenacidad, resistencia y maleabilidad. Desde estos molinos laminadores, los perfiles estructurales se embarcan a los fabricantes de acero o a los depósitos, según se soliciten.

El fabricante de estructuras de acero trabaja con los planos de ingeniería de los que se obtienen las dimensiones requeridas para cortar, aserrar, o cortar con antorcha, los perfiles al tamaño pedido y localizar con exactitud los agujeros para barrenar o punzonar.

Los planos indican el acabado necesario de la superficie de las piezas cortadas. Las piezas se marcan para facilitar su identificación en el campo y se embarcan las piezas sueltas o armadas parcialmente hasta el sitio de la obra para su montaje. El montaje en el sitio lo ejecuta a menudo el propio fabricante, pero lo puede hacer el contratista general.

### **3.4 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LOS PÓRTICOS ABIERTOS**

#### **3.4.1 Generalidades:**

Los pórticos abiertos son estructuras en 3D, se encuentran comúnmente en las refinerías, plantas químicas y otras instalaciones de proceso industrial y que soportan tuberías pero especialmente equipos industriales.

El término "pórtico" se usa en todas las estructuras ya sean rígidas, armadura sobre columnas, cabios sobre columnas, u otros miembros, y que se utilizan para salvar el espacio entre columnas en el plano principal. La separación entre pórticos según la tercera dimensión constituye las crujías. Las vigas de borde y

de piso se usan para salvar las crujiás en edificios de muchos pisos con trabes (que por lo general son miembros más pesados que las vigas de piso) tendidas entre las columnas de los pórticos.

La estructura principal del techo consiste de los cabios o de la armadura en cualquier pórtico. Los largueros se tienden a través de las crujiás y se espacian de 0.6 a 2 m (2 a 6 pies), o más, medidos centro a centro, dependiendo del tipo de tablero de techo que se use. Se proveen tensores como un apoyo adicional para los largueros que se usan en los techos en pendiente. El diseño de los largueros en los techos inclinados resulta bastante complejo debido a la flexión asimétrica.

En estructuras de pórticos abiertos, se ha demostrado que la carga máxima del viento no se produce cuando el viento es normal a los pórticos, sino más bien a un cierto ángulo, por lo general es de  $20^\circ$  y  $40^\circ$ . Esto significa que los pórticos abiertos experimentan su máxima carga de viento. En la actualidad utilizan los procedimientos para la determinación de las cargas del viento sobre las estructuras de pórtico abierto o el uso simplificado combinaciones de carga.

Para el diseño de pórticos abiertos se emplean perfiles de acero pintado o galvanizado de varios espesores, con los cuales es posible formar entramados de muros, pisos y cubiertas, por simples encastres y uniones entre estos perfiles.

### 3.4.2 Vigas Transversales:

Una viga transversal es una barra sujeta a cargas normales a su eje, aunque este nombre se asigna comúnmente sólo cuando la barra es horizontal. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante. La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales, ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección está definida por una magnitud de las resultantes de los esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse y del brazo de palanca de dichas fuerzas. Para aumentar la eficiencia de una sección conviene concentrar más área cerca de los extremos. En acero las secciones I son ideales para esta función; en el hormigón reforzado la sección T proporciona una mayor área de hormigón en la parte superior para equilibrar en compresión la fuerza de tensión que puede desarrollar el acero en la parte inferior de la sección. Se debe tomar en cuenta que al calcular la tensión admisible de flexión,  $F_b$ , la longitud libre se considerará el espacio de la viga entre los apoyos y el factor dado por el AISC  $C_b$  se utilizará para dar cuenta de la fijeza final. Un valor de 1,0 de  $C_b$  es una suposición muy conservadora y segura. En ningún caso se asumirá la del apoyo lateral de la tubería en el cómputo de  $F_b$ . Como recomendación general, el espesor de los miembros horizontales no debe ser inferior a 1/24 del tramo. Si las cargas laterales de la brida superior son significativas, la viga transversal será investigada por flexión y por torsión alrededor del eje y-y. Esto puede ser estimado por medio de  $\frac{My \cdot x}{S_y}$ .

En el diseño de la carga axial, la longitud total de la viga debe ser utilizada, modificada por el factor de longitud efectiva adecuada para cada dirección.



Este factor debe ser igual a 1,0 para la dirección débil de la viga. Se prestará especial atención al diseño de vigas transversales que soportan grandes líneas de vapor para pruebas hidráulicas o que soportan el anclaje o una guía de fuerzas.

### **3.4.3 Columnas:**

Las columnas deben ser capaces de resistir todas las cargas de cortante y momentos producidos por la combinaciones carga .En el pórtico de análisis se debe determinar la carga axial cortante, y momento. Se debe basarse en lo siguiente:

- ✓ Considere la posibilidad que la base de la columna sea articulada.
- ✓ Utilice mínimo 4 pernos por unión por razones de seguridad.

Para el diseño de columnas de acero sujetas a cargas de flexión, la distancia entre la base de la columna y la viga transversal debe ser considerada como la compresión de la brida sin soporte lateral a largo.

- Todos los pórticos estructurales deberán ser diseñados lo más seguro posible, con las combinaciones de carga de viento.
- Todos los muros exteriores, deberán ser diseñados para soportar la presión de los vientos establecidos para la ubicación y altura.
- Toda la fuerza del viento puede ser aplicado solamente a la cara de barlovento.
- Los aleros de construcción deberán estar diseñados para soportar el doble de la presión del viento.

- El techo con una pendiente superior a 30 grados deberá estar diseñado para soportar una presión hacia el interior, en calidad normal a la superficie, igual a la presión del viento establecido para la zona de altura, y se aplica solamente a la pendiente de barlovento.
- Los techos de todas las estructuras cerradas deberán estar diseñados para soportar una presión que actúa normal a la superficie, equivalente a tres cuartas partes de la presión especificada de viento para la zona de altura.
- Los techos de todas las estructuras no cerradas deberán estar diseñados para soportar una presión que actúa normal a la superficie, igual a  $1 \frac{1}{4}$  veces la presión del viento establecidos para la zona de altura.

#### **3.4.4 Puntales Longitudinales:**

Para los sistemas de pórticos abiertos, deben ser diseñados como miembros cargados axialmente que se proporcionan para cargas longitudinales y la estabilidad. Además, los puntales de la viga longitudinal que soportan las tuberías y equipos deben ser diseñados para el 50% de la carga de peso propio, menos la carga inusual que se encuentra.

Todos los puntales de las vigas longitudinales, incluidas las conexiones, deben ser diseñados para resistir cargas axiales generadas por fuerzas longitudinales.

En el diseño de puntales de vigas longitudinales para las cargas de flexión, la longitud de la viga debe ser considerada como la longitud sin soporte lateral, para el patín de compresión.

#### **3.4.5 Refuerzo Vertical:**

Cuando el modelo no es estable se puede recurrir a elementos específicos llamados refuerzos. Una estructura está adecuadamente arriostrada cuando cualquier cambio arbitrario de su configuración implica la deformación de elementos que generan fuerzas suficientes como para restituir la configuración original.

El refuerzo vertical puede ser utilizado para transmitir las fuerzas transversales y longitudinales a la cimentación. El refuerzo longitudinal deberá preverse aproximadamente cada cuatro vanos. El refuerzo por compresión para los sistemas de acero normalmente se diseña con formas estructurales tipo "T" de ala ancha. Para refuerzos de tensión, se utiliza ángulos simples, aunque también pueden ser utilizados ángulos dobles o "T" estructurales.

## CAPÍTULO IV

### 4. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

#### 4.1 GENERALIDADES

##### 4.1.1 Placas de unión

El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas, remachadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras.

##### 4.1.2 Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez  $KL/r$  de los miembros comprimidos axialmente o flexocomprimidos se determina con la longitud efectiva  $K^* L$  y el radio de giro  $r$  correspondiente.  $L$  es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, y  $K$  es el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica más adelante. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que  $K$ ,  $L$ , y  $r$ , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente. La relación de esbeltez  $L/r$  de miembro.

##### 4.1.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

En la determinación del factor de longitud efectiva  $K$  deben considerarse las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que

se está diseñando, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos. Se consideran tres casos:

**a) Miembros con extremos fijos linealmente**

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas y flexocomprimidas que forman parte de armaduras se encuentran en este caso.

**b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos**

Estos efectos pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de pórticos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I, no excede de 0.08.

El índice de estabilidad de un entrepiso se calcula con la siguiente expresión:

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{(\sum H)L} \quad (4.01)$$

Donde:

$\sum P_u$ : es la fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el factor de carga correspondiente); incluye cargas muertas y vivas;

Q: es el factor de comportamiento sísmico.

En el diseño por viento se toma Q = 1.0

$\Delta_{OH}$ : es el desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño;

$\sum H$ : es la suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando);

$L$ : es la altura del entrepiso.

En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura.

Cuando los desplazamientos son producidos por un sismo, se determinan multiplicando por el factor  $Q$  los causados por las fuerzas sísmicas de diseño reducidas.

Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente por medio de pórticos contraventeados, muros, o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de pórticos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contraventeos, suelen estar en este caso.

El factor de longitud efectiva  $K$  para pandeo en el plano del pórtico suele tomarse igual a 1, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado. En el pandeo fuera del plano del pórtico deben considerarse la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

**c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos**

Estos efectos no pueden despreciarse en las columnas de pórticos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso,  $I$ , excede el límite indicado. Suelen estar en este caso las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales con los desplazamientos laterales de los entrepisos y se incluyen en el diseño de columnas y vigas. Si el índice de estabilidad  $I$  es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, debe aumentarse la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para disminuir los desplazamientos  $\Delta_{OH}$  y reducir el valor de  $I$ , en todos los entrepisos, a no más de 0.30. El factor de longitud efectiva  $K$  para pandeo en el plano del pórtico suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado. Para el pandeo fuera del plano del pórtico deben considerarse la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

#### **4.1.4 Relaciones ancho/grueso y pandeo local**

##### **4.1.4.1 Clasificación de las secciones**

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, en flexión o en flexocompresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores  $Q$  de 3 ó 4) pueden alcanzar el momento plástico en vigas, y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la re-distribución de momentos en la estructura, y para desarrollar las ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores  $Q$  no mayores de 2) pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico reducidos.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o ese momento



reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1 ó 2, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además, las secciones tipo 1 sometidas a flexión deben tener un eje de simetría en el plano del alma, y si trabajan en compresión axial o en flexocompresión han de tener dos ejes de simetría. Las tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de la carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Tabla 4.1: Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/gueso

<b>Descripción del Elemento</b>	<b>Tipo 1</b> (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó $4$ )	<b>Tipo 2</b> Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$ )	<b>Tipo 3</b> No Compactas
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales	-	-	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Atiesadores de travesaños armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	-	-	$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Almas de secciones T	-	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0,32 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Patines de secciones I o H, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos <sup>1</sup>	$0,58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Patines de canales	-	-	$0,58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,47 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura <sup>1</sup>	$1,47 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,47 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,47 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas en flexión	$2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,60 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas flexocomprimidas <sup>2</sup>	$2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0,40 \frac{P_u}{P_y}\right)$	$3,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0,60 \frac{P_u}{P_y}\right)$	$5,6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0,74 \frac{P_u}{P_y}\right)$
Secciones circulares huecas en compresión axial <sup>3</sup>	$0,065 \frac{E}{F_y}$	$0,09 \frac{E}{F_y}$	$0,11 \frac{E}{F_y}$
Secciones circulares huecas en flexión	$0,045 \frac{E}{F_y}$	$0,071 \frac{E}{F_y}$	$0,309 \frac{E}{F_y}$

<sup>1</sup> En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3;

3 Pu fuerza axial de diseño; En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

Tabla 4.2. Factores de Resistencia Característicos

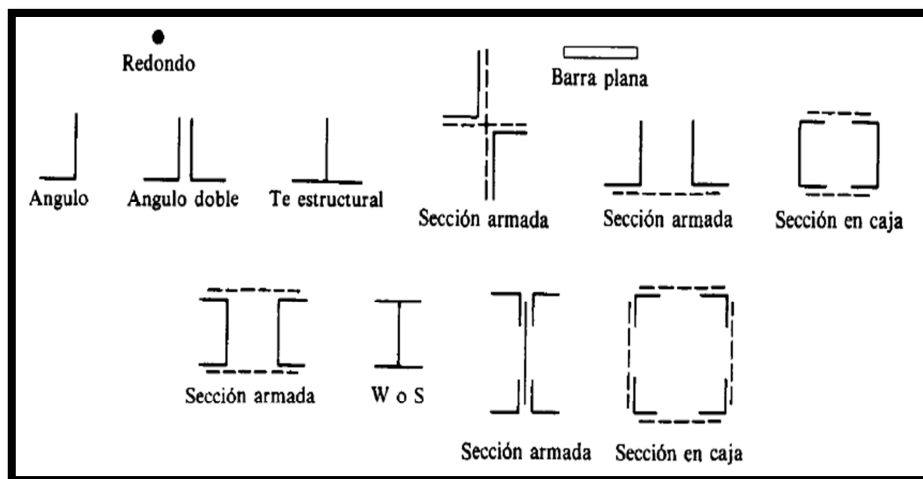
Situaciones	Factores de Resistencia $\phi$
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	1,00
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	0,90
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0,85
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0,80
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.	0,70
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.	0,65
Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.	0,60

## 4.2 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION

### 4.2.1 Introducción

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación.

Los tipos de perfiles utilizados para el diseño de elementos a tensión se presentan en la siguiente figura.



**Figura 4.1.** Secciones Típicas

Si tenemos un miembro a tensión con agujeros para tornillos, éste puede fallar por fractura de la sección neta que pasa por los agujeros; esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección bruta alejada de los agujeros.

El esfuerzo de un miembro axialmente cargado en tensión está dado por:

$$f = \frac{P}{A} \quad (4.02)$$

Donde:

P: Es la magnitud de la carga.

A: Es el área de la sección transversal normal a la carga.

Si el área de la sección trasversal de un miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo es una función de la sección particular a considerar. La presencia de agujeros en un miembro también influye en el esfuerzo de la sección transversal a considerar.

Las especificaciones LRFD estipulan que la resistencia de diseño de un miembro a tensión,  $\phi_t P_n$ , será la menor de los valores obtenidos usando las dos expresiones expuestas a continuación.

- Si se trata del análisis de miembros a tensión donde la falla se produce por la fluencia de la sección bruta, se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$P_n = F_y A_g \quad (4.03)$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0,90 \quad (4.04)$$

- Mientras que si se trata del análisis de miembros a tensión por fractura de la sección neta, conocida como sección neta el área de la sección considerando la resta del espacio comprendido por los agujeros destinados a los tornillos, el análisis se logra usando las siguientes expresiones:

$$P_n = F_u A_e \quad (4.05)$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \text{ con } \phi_t = 0,75 \quad (4.06)$$

Donde:

$F_y$ : Es el esfuerzo de fluencia del acero estructural especificado

$F_u$ : Es el esfuerzo último de tensión del acero estructural especificado.

$A_e$ : Es el área neta efectiva que supone la tensión en la sección a través de los agujeros.

#### 4.2.2 Cálculo de las Áreas Netas

El área efectiva  $A_e$  es el área que resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

Generalmente esta área es menor al área neta real  $A_n$ .

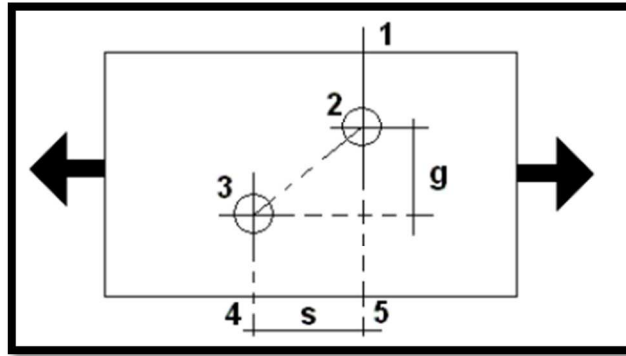
Para determinar el ancho neto del elemento con agujeros alternados, se considera el ancho total del elemento sin tomar en cuenta la línea a lo largo donde pueda ocurrir la falla, restar el diámetro de los agujeros a lo largo de la sección y añadiendo por cada diagonal una cantidad dada por la expresión:

$$\frac{s^2}{4g} \quad (4.07)$$

Donde

$S$ : es el espaciamiento longitudinal (o paso) entre dos agujeros cualesquiera y

$g$ : es el espaciamiento o gramil de dichos agujeros.



**Figura 4.2.** Agujeros Alternados

Para las conexiones atornilladas el área efectiva es:

$$A_e = UA_n \quad (4.08)$$

Para las conexiones soldadas el área efectiva es:

$$A_e = UA_n \quad (4.09)$$

Donde el factor de reducción U se encuentra dado por la ecuación B3-2 del AISC:

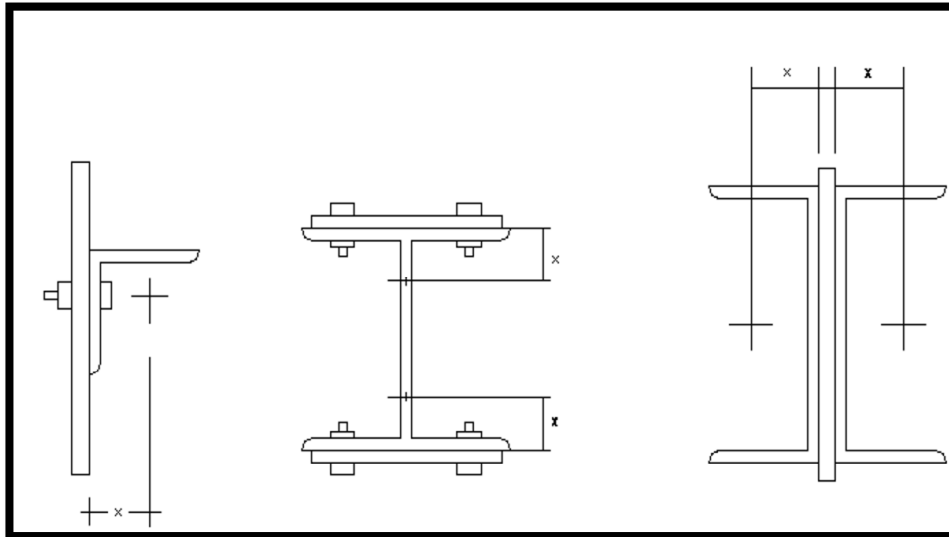
$$U = 1 - \frac{x}{L} \leq 0,90 \quad (4.1)$$

Donde:

X: es la distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión y

L: es la longitud de la conexión.

Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión, x se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana.



**Figura 4.3.** Distancia  $x$  para algunas secciones comunes<sup>1</sup>

También se pueden utilizar los llamados valores promedio de  $U$  para conexiones atornilladas; éstas se basan en 2 amplias categorías de conexiones: aquellas con dos sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada y aquellas con tres o más por línea. Se dan sólo tres valores diferentes para las condiciones siguientes.

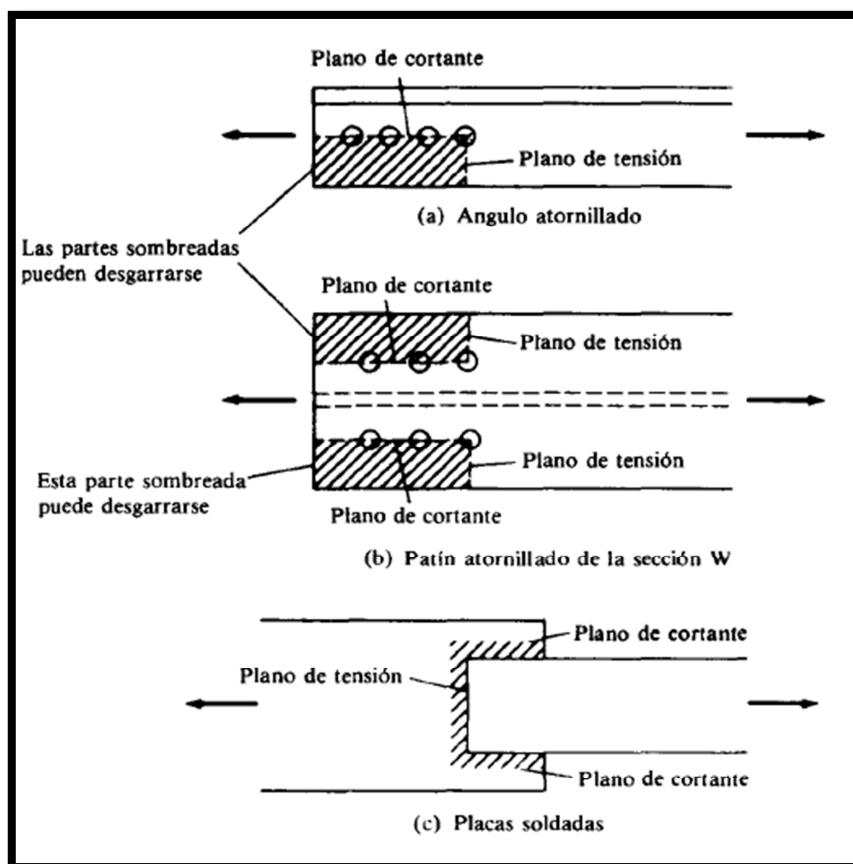
- ✓ Para perfiles  $W$ ,  $M$  y  $S$  con anchos de patín no menores que  $2/3$  de sus peraltes y Tés estructurales están recortados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada.  $U = 0.90$
- ✓ Para todos los otros perfiles, incluyendo perfiles compuestos con por lo menos tres sujetadores por línea.  $U = 0.85$
- ✓ Para todos los miembros con solo dos sujetadores por línea.  $U = 0.75$ .

<sup>1</sup> Figura propia basada en figura 3.6 de Segui, William T. Diseño de Estructuras de Acero con LRFD.



### 4.2.3 Bloque de Cortante

Al diseñar elementos a tensión se debe considerar también el fenómeno conocido como bloque de cortante. Esto quiere decir que la falla de un miembro a tensión puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular. A continuación se muestra el ejemplo de una falla posible debida a bloque de cortante. En estas situaciones es posible que un bloque de acero se desgarrare.



**Figura 4.4.** Bloque de Cortante

Respecto a lo estipulado en la especificación LRFD J4.3, se establece que la resistencia de diseño debida a bloque de cortante se determina considerando el valor mayor de:

- El resultado del cálculo de la resistencia por fractura a tensión de la sección neta en una dirección y sumando a ese valor la resistencia de fluencia por cortante en el área total del segmento perpendicular.
- El resultado del cálculo de la resistencia a la fractura por cortante en el área total sujeta a tensión y sumando a este valor la resistencia a la fluencia por tensión en el área neta del segmento perpendicular sujeto a cortante.

Para fluencia por cortante y fractura en tensión, la resistencia de diseño es:

$$\phi R_u = \phi(0,60 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \quad (4.11)$$

Para fractura por cortante y fluencia en tensión, la resistencia de diseño es:

$$\phi R_u = \phi(0,60 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \quad (4.12)$$

Donde:

$A_{gv}$  : Área gruesa a cortante del bloque estudiado.

$A_{nt}$  : Área neta a tensión del bloque estudiado.

$A_{nv}$  : Área neta a cortante del bloque estudiado.

$A_{gt}$ : Área gruesa a tensión del bloque estudiado.

En las dos ecuaciones mencionadas anteriormente,  $\phi = 0.75$ . Como estado límite de fractura, la ecuación gobernante será la que contenga el mayor término de fractura.

Para llevar a cabo el diseño de miembros en tensión es necesario considerar una limitante en la relación de esbeltez; esta será satisfecha si:

$$r \geq \frac{L}{300} \quad (4.13)$$

Donde:

r: corresponde al radio de giro mínimo de la sección transversal y

L: corresponde a la longitud del miembro a diseñar.

Aunque los miembros a tensión no presentan el problema de pandeo, el AISC-LRFD recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de L/300 para miembros a tensión, exceptuando a las varillas que se recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de L /150.

El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas. Además, se puede presentar el caso de inversión de esfuerzos en dichos elementos durante el transporte y montaje o por la acción de viento o sismo. Las especificaciones establecen que dichas fuerzas de compresión “accidentales” no deben exceder del 50% de la resistencia de diseño por compresión de los miembros.

### **4.3. DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN**

#### **4.3.1. Compresión Simple**

Los elementos a compresión (columnas), bajo la acción de una carga axial, tendrán un comportamiento inicial de acortamiento proporcional al esfuerzo generado por la carga que actúa en su eje longitudinal. Cuando la carga aumenta a un valor crítico que se llama de carga crítica, se presenta una falla brusca por inestabilidad lateral denominada pandeo, en el sentido de su menor

momento de inercia. Su forma de flexionarse dependerá de las condiciones de sujeción en sus extremos.

Euler determinó por primera vez ésta carga crítica de falla con la expresión:

$$P_c = \pi^2 \frac{EI}{L^2} \quad (4.14)$$

Donde:

E: es el módulo de elasticidad del material,

I: es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor

L: es la longitud del miembro entre puntos de soporte.

Para que esta ecuación sea válida, el miembro debe ser elástico y sus extremos deben poder girar libremente pero no tener capacidad de trasladarse lateralmente.

La capacidad resistente de un elemento sujeto a esfuerzos de compresión se encuentra en función de su relación de esbeltez. En las piezas cortas su falla es debido a la resistencia de compresión; por el contrario en las piezas largas su falla se debe al pandeo lateral. Su capacidad dependerá de dicho factor y de la restricción en sus apoyos. Es decir, la falla en las columnas cortas será por aplastamiento mientras que en las largas por flexión lateral.

El tipo más común de miembro en compresión que ocurre en edificios y puentes es la columna.

Estos elementos eventualmente también soportan esfuerzos debidos a flexión; en estos casos se conocen como elementos viga-columna. Existen tres modos

generales en los que las columnas cargadas axialmente pueden fallar; estos son: pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante. El primero se presenta cuando los miembros sometidos a flexión se vuelven inestables. El pandeo local ocurre cuando alguna parte de la sección transversal de una columna es tan delgada que se pandea localmente en compresión antes de que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. El último caso se origina en secciones con un sólo eje de simetría. Estas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

Para obtener la resistencia de elementos a compresión se utilizan las siguientes fórmulas según el método LRFD:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (4.15)$$

$$P_u = \phi_c P_n \text{ con } \phi_c = 0,85 \quad (4.16)$$

El esfuerzo crítico ( $F_{cr}$ ) se determina en función del parámetro de esbeltez ( $\lambda_c$ ), el cual se define en la siguiente ecuación:

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r.\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.17)$$

Donde:

- Si  $\lambda_c \leq 1,50$ , entonces:

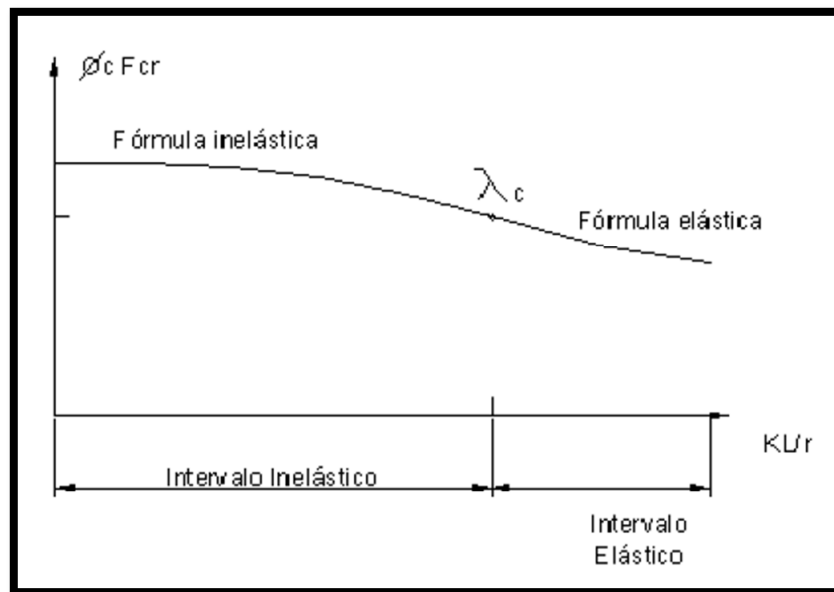
$$F_{cr} = (0,658)^{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad (4.18)$$

- Si  $\lambda_c > 1,50$ , entonces:

$$F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad (4.19)$$

En elementos sujetos a compresión simple se debe de revisar la relación de esbeltez máxima, la cual según el LRFD debe ser:

$$\frac{K.L}{r} < 200 \quad (4.20)$$



**Figura 4.5.** Esfuerzo Crítico vs. Relación de Esbeltez<sup>2</sup>



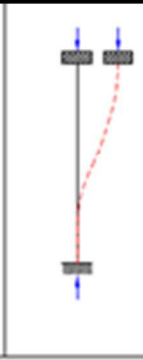
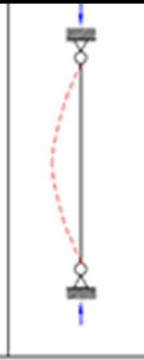






El factor k en realidad es un factor que multiplica a la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la misma. Es decir, la longitud con la cual se diseñará el elemento.

El valor de este factor no necesariamente es menor a la unidad y depende del tipo de apoyos encontrados en el extremo del elemento.

A continuación se presenta la Tabla 4.3, en donde se aprecian los valores k recomendados para los diferentes tipos de apoyos en columnas. Estos valores podrán ser fácilmente sustituidos en los problemas de estudio con la finalidad de estudiar una columna con los apoyos deseados.

<sup>2</sup> Gráfica Esfuerzo Crítico VS Relación de Esbeltez en Smith, J.C. Structural Steel Design: LRFD Fundamentals.

Tabla 4.3: Valores de k para columnas aisladas

MODOS DE PANDEO						
Valor Teorico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de K recomendado para Diseño cuando condiciones son aproximadas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.4
Condiciones de Borde		ROTACION RESTRINGIDA, TRASLACION RESTRINGIDA				
		ROTACION LIBRE, TRASLACION RESTRINGIDA				
		ROTACION RESTRINGIDA, TRASLACION LIBRE				
		ROTACION LIBRE, TRASLACION LIBRE				

La rigidez rotacional de los miembros que se intersecan en el nudo y la cuál se expresa como:

$$K = \frac{E.I}{L} \quad (4.21)$$

La razón de la rigidez de la columna a la rigidez de la trabe se deberá analizar para cada extremo del elemento y se expresa como:

$$G = \frac{\sum E_c \cdot I_c / L_c}{\sum E_g \cdot I_g / L_g} \quad (4.22)$$

Donde:

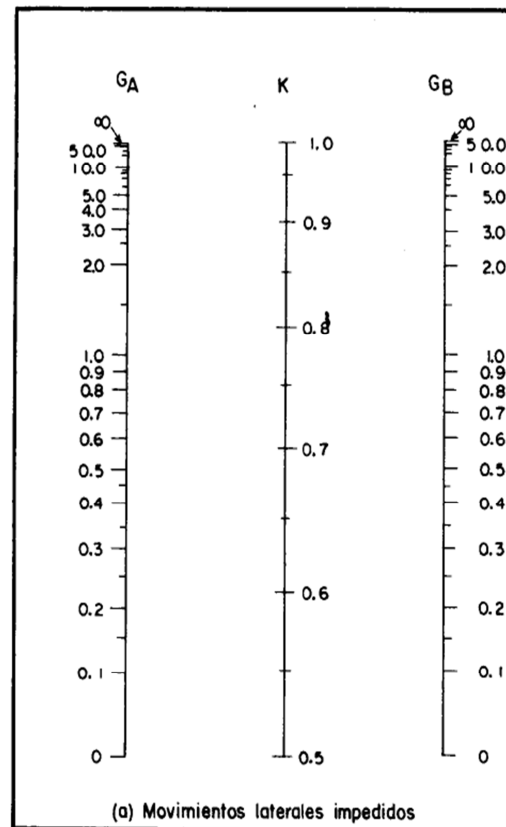
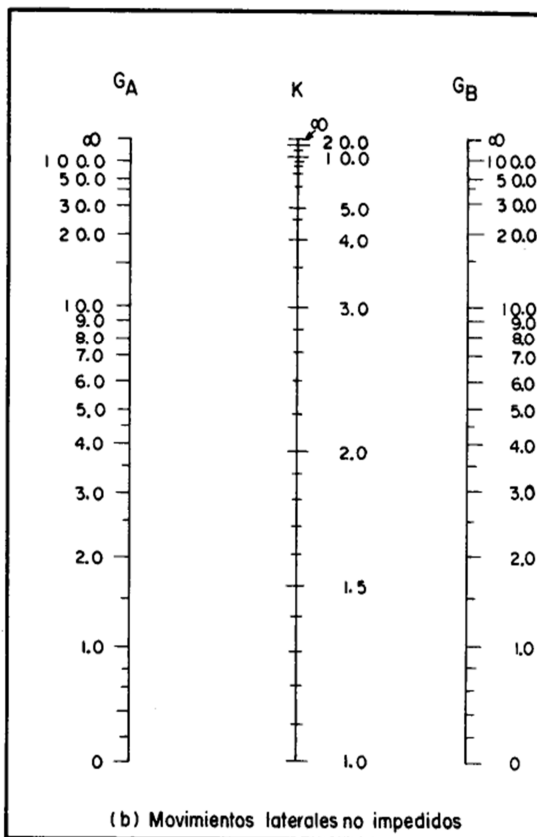
$\sum E_c \cdot I_c / L_c$  = Sumatoria de las rigideces de las columnas en el extremo del elemento analizado.

$\sum E_g \cdot I_g / L_g$  = Sumatoria de las rigideces de las trabes en el extremo del elemento analizado.

Utilizando los valores obtenidos de G para cada uno de los extremos, el "Manual of Steel Construction" presenta los nomogramas de Jackson Mooreland, donde, con los valores de extremo G, encontramos el factor k para la longitud efectiva del miembro.

Para pórticos no arriostrados:

Para pórticos no arriostrados:



De estos nomogramas se recomienda lo siguiente:

a) Usar  $G = 10$  cuando se usen soportes no rígidos entre la columna y la cimentación. Si la conexión es rígida usar  $G = 1.0$



b) Incrementar la longitud efectiva de las vigas en función de las condiciones de apoyo que tengan. El incremento de las longitudes de las vigas se puede calcular usando los valores de K de la tabla anterior, en los cuales  $K > 1.0$

A parte de los nomogramas, existen expresiones analíticas para calcular K.

✓ Columnas Arriostradas:

$$K=0,70+0,05(G_A+G_B) \leq 1,0 \quad (4.23)$$

$$K=0,85+0,05 G_{\text{mín}} \leq 1,0$$

✓ Columnas no Arriostradas

$$\text{Para } G_{\text{promedio}} < 2,0 \quad K=[(20- G_{\text{promedio}})/20](1+ G_{\text{promedio}})^{0,5} \quad (4.24)$$

$$\text{Para } G_{\text{promedio}} \geq 2,0 \quad K=0,90(1+ G_{\text{promedio}})^{0,5}$$

Donde:

$$G_{\text{promedio}} = (G_A+G_B)/2 \quad (4.25)$$

#### 4.3.2. Pandeo torsional y flexotorsional

El tipo de pandeo torsional es causado debido a la torsión alrededor del eje longitudinal del miembro. Esta sólo puede ocurrir en miembros con secciones transversales doblemente simétricas con elementos muy esbeltos en su sección transversal. El perfil cruciforme es muy vulnerable a este tipo de pandeo. El pandeo flexotorsional es causado por una combinación de pandeo por flexión y pandeo torsional.

El elemento se tuerce y se flexiona simultáneamente. Sólo puede ocurrir con secciones asimétricas.

Las especificaciones del AISC (American Institute of Steel Construction) requieren un análisis del pandeo torsional o del flexotorsional cuando sean necesarios. A continuación se menciona el procedimiento utilizado en el apéndice E3 de estas especificaciones que proporciona un enfoque general que se puede utilizar para cualquier perfil asimétrico. En este apéndice se utiliza un parámetro definido como  $\lambda_e$  situado:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (4.26)$$

Donde:

$F_e$ : Se debe determinar para pandeo flexotorsional elástico o para pandeo torsional elástico; donde para perfiles con doble simetría (pandeo torsional) se utiliza:

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right) \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \quad (4.27)$$

mientras que en el caso de perfiles con un solo eje de simetría (pandeo flexotorsional) se utiliza:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2h} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right) \quad (4.28)$$

Cuando se analiza el caso de perfiles que no cuentan con ningún eje de simetría (pandeo flexotorsional) se utiliza:

$$(F_e - F_{ex}) \cdot (F_e - F_{ey}) \cdot (F_e - F_{ez}) - F_e^2 \cdot (F_e - F_{ey}) \cdot \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 - F_e^2 \cdot (F_e - F_{ex}) \cdot \left( \frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0$$

Donde:

$F_e$ : Es la raíz más pequeña si se utiliza la última ecuación.

$C_w$ : Constante de alabeo (in)

$K_z$ : Factor de longitud efectiva para pandeo torsional

G: Módulo de cortante (ksi)

J: Constante de torsión (in<sup>4</sup>)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L}{r_x}\right)^2} \quad (4.29)$$

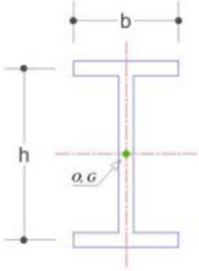
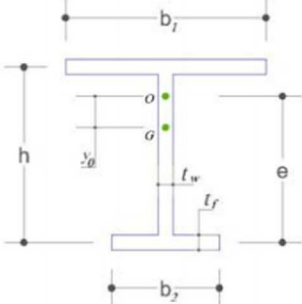
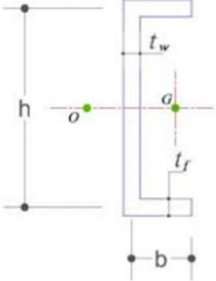
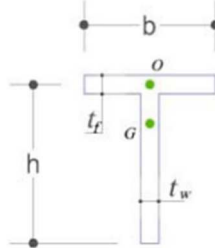
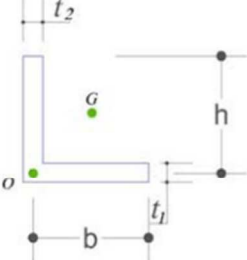
$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L}{r_y}\right)^2} \quad (4.30)$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J\right) \cdot \frac{1}{A \cdot r_o^2} \quad (4.31)$$

$$H = 1 - \frac{(x_o^2 + y_o^2)}{r_o^2} \quad (4.32)$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (4.33)$$

Considerando  $x_o$  y  $y_o$  como las coordenadas del centro de cortante de la sección transversal con respecto al centroide (in). El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual la carga transversal sobre una viga debe pasar para que el miembro se flexione sin torcerse.

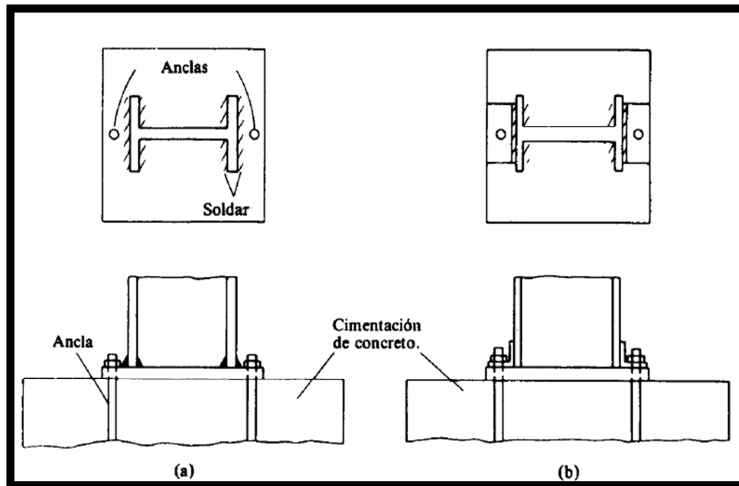
Posición del Centro Cortante $O(x_o, y_o)$ y Centro de Gravedad $G(x,y)$ .	$J$ y $C_w$
	$J = \frac{1}{3}(2bt_f^3 + ht_w^3)$ $C_w = \frac{t_f b^3 h^2}{24}$
	$J = \frac{1}{3}(b_1 t_f^3 + b_2 t_f^3 + ht_w^3)$ $C_w = \frac{t_f h^2}{12} \left( \frac{b_1^3 b_2^3}{b_1^3 + b_2^3} \right)$ $e = h \frac{b_1^3}{b_1^3 + b_2^3}$
	$J = \frac{1}{3}(2bt_f^3 + ht_w^3)$ $C_w = \frac{t_f b^3 h^2}{12} \left( \frac{3bt_f + 2ht_w}{6bt_f + ht_w} \right)$ $x_o = x + b\alpha - \frac{t_w}{2}; \quad \alpha = \frac{1}{2 + \frac{ht_w}{3bt_f}}$
	$J = \frac{1}{3}(bt_f^3 + ht_w^3)$ $C_w = \frac{1}{36} \left( \frac{t_f^3 b^3}{4} + h^3 t_w^3 \right)$
	$J = \frac{1}{3}(bt_1^3 + ht_2^3)$ $C_w = \frac{1}{36}(b^3 t_1^3 + h^3 t_2^3)$

**Figura 4.6.** Constantes de Alabeo de secciones típicas de acero

### 4.3.3. Placas Bases de Columnas

Como se sabe, el área de diseño por compresión en el área de apoyo de una zapata de hormigón es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de una cimentación, ya sea una zapata aislada o una platea, es necesario que la carga que baja de la columna se distribuya en un área tal que no se aplaste el hormigón. Las longitudes y anchos de las placas base de columnas de acero se seleccionan en múltiplos pares de pulgadas y sus espesores en múltiplos de octavos de pulgada.

El AISC-LRFD tiene las siguientes especificaciones para placas base. Cabe señalar que el AISC sólo toma en cuenta el efecto de la carga axial total  $P_u$  actuante en la columna y que se transmite a la cimentación, con una presión  $P_u/A$  en donde  $A$  es el área de la placa base. La cimentación reaccionará a su vez con una presión  $P_u/A$  y tenderá a flexionar las partes de la placa base que quedan en vuelo fuera de la columna. Así, el AISC-LRFD señala que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancia entre  $0.80b_f$  y  $0.95d$ , donde " $b_f$ " es el ancho del patín y " $d$ " el peralte de la columna, rigiendo el mayor de estos dos valores. El momento calculado nos sirve para calcular el espesor de la placa base.



**Figura 4.6.** Placas Bases de columnas

El área de la placa base se calcula:

Sabiendo que la resistencia de diseño por aplastamiento del hormigón debajo de la placa base debe ser al menos igual a la carga actuante  $P_u$ , se tiene:

- a) Si la placa base cubre el área total del dado o pedestal de la cimentación:

$$P_u: \phi_c 0.85 f'_c A_1 \quad (4.34)$$

Donde:

$\phi_c$ : 0.60 por aplastamiento del hormigón.

$f'_c$ : resistencia del hormigón a compresión a 28 días.

$A_1$ : es el área de la placa base

- b) Si el área de la placa base sólo cubre una parte del pedestal:

$$P_u = \phi_c (0.85 f'_c A_1) (A_2 / A_1)^{1/2} \leq \phi_c * 1.7 * f'_c * A_1 \quad (4.35)$$

Donde  $A_2$  es el área máxima de la parte de la superficie del pedestal que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

El espesor de las placas base de columnas es el mayor del valor obtenido con las tres ecuaciones:

$$t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0,90F_YBN}} \quad (4.36)$$

$$t_p = n \sqrt{\frac{2Pu}{0,90F_YBN}} \quad (4.37)$$

$$t_p = c \sqrt{\frac{2Po}{0,90F_YA_H}} \quad (4.38)$$

Donde:

$$N \approx \sqrt{A_1 + \Delta}$$

$$\Delta = 0,50(0,95d - 0,80bf)$$

$$B \approx \frac{A_1}{N}$$

$A_1$ : no debe ser menor que el peralte de la columna multiplicado por el ancho de su patín.

$$P_o = (Pu/BN)(bf*d)$$

$$A_H = \frac{P_o}{0,60 \sqrt{\frac{A_2}{b_f*d*f*c}}} \leq \frac{P_o}{0,60(1,7*f*c)} \quad (4.39)$$

$$c = \frac{1}{4} \left[ d + b_f - t_f - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_H - b_f * t_f)} \right] \quad (4.40)$$

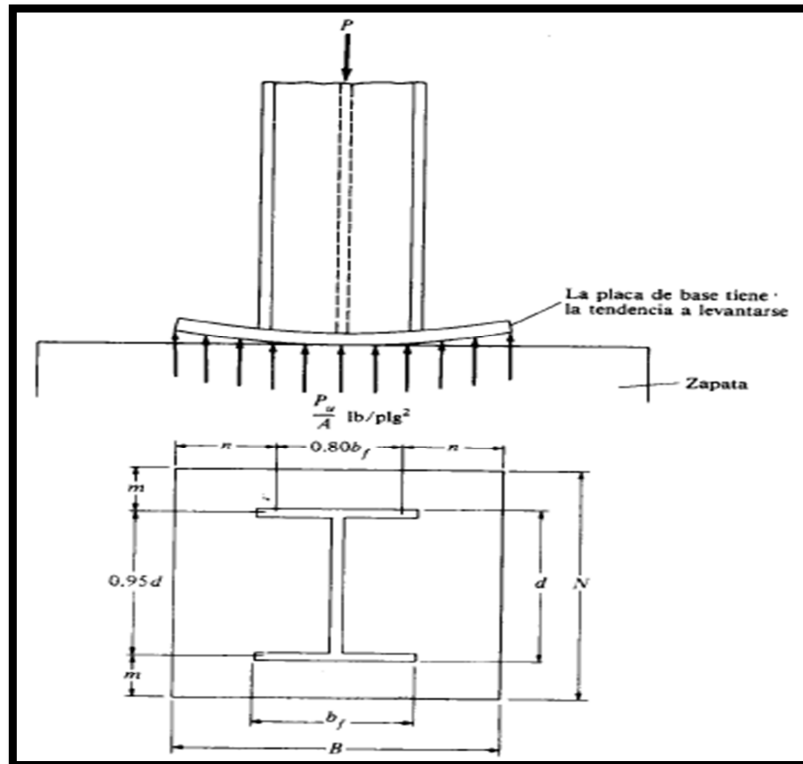


Figura 4.7. (a) Placas Base según AISC-LRFD

#### 4.4. DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN Y CORTANTE

##### 4.4.1. Miembros sujetos a esfuerzos de flexión

Los esfuerzos para los que deben diseñarse las vigas son los de momento flexionante y de la fuerza cortante originados por los requerimientos de carga y momento a lo largo de su eje longitudinal. El perfil W usualmente es la sección más económica al usarse como viga y ha reemplazado en esta aplicación casi por completo a los canales y a las secciones S.

Para vigas, en general, la relación a satisfacerse entre los efectos de las cargas y la resistencia es la siguiente:

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n \quad (4.41)$$



Donde:

$M_u$ : es la combinación de momentos por cargas factorizadas

$\phi_b$ : corresponde, al factor de resistencia para vigas, el cuál es igual a 0.90

$M_n$ : es la resistencia nominal por momento.

El esfuerzo a flexión en cualquier punto de una sección transversal se encuentra mediante la siguiente formulación.

$$f_b = \frac{M \cdot y}{I_x} \quad (4.42)$$

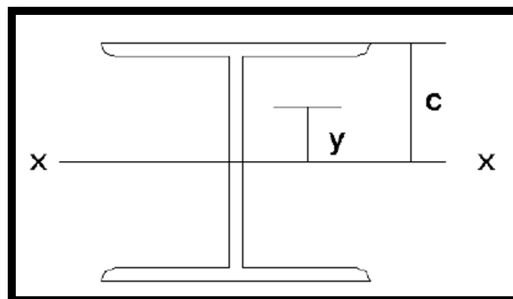
Donde

M: es el momento flexionante considerado

y: es la distancia del plano neutro de la sección al punto de interés

$I_x$ : corresponde al valor del momento de inercia del área de la sección transversal con respecto al eje neutro.

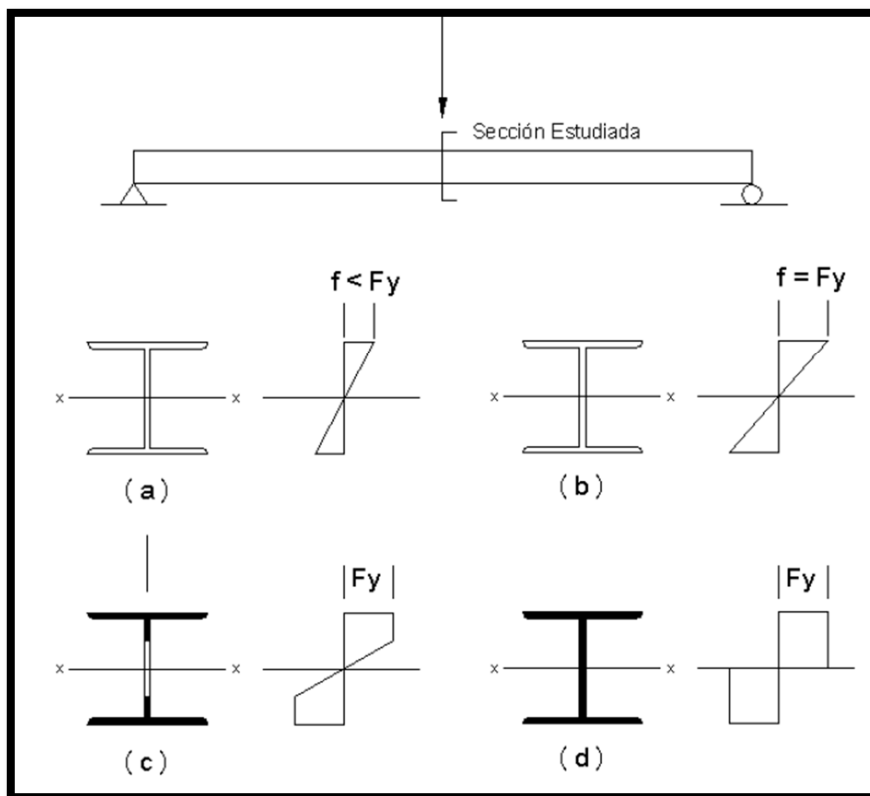
Si la distancia “y” máxima se redefine como distancia “c”, se estará analizando la sección en el punto donde ocurren los esfuerzos máximos, uno sujeto a tensión y otro sujeto a compresión, siempre y cuando el eje neutro corresponda al eje de simetría de la sección.



**Figura 4.7.** (b) Distancia “y” y distancia “c”

A continuación, en la Figura 4.8. se muestra la sección del centro del claro de una viga I simplemente apoyada, donde se encuentra actuando una carga concentrada en este mismo punto. En cada inciso se muestran etapas sucesivas de un aumento de esta carga puntual en la sección central de la viga. Esta carga origina el momento máximo en este punto central.

Una vez que la fluencia comienza (b), la distribución del esfuerzo sobre la sección transversal deja de ser lineal (c) y la fluencia avanzará en dirección del eje neutro (d). De la misma forma, la región en fluencia se extenderá longitudinalmente desde el centro de la viga conforme el momento flexionante  $M_y$  se alcanza en más localidades.



**Figura 4.8.** Fluencia del acero en sección transversal de viga I

Una vez alcanzado el estado presentado en (d), cualquier incremento de carga adicional causará el colapso del elemento. En este momento se dice que se ha

formado una articulación plástica. El conjunto de las articulaciones plásticas y las articulaciones reales conforman lo que se conoce como “mecanismo de falla”.

Se define como el momento plástico necesario para formar la articulación plástica.

Para perfiles simétricos respecto al eje de flexión (ya sea el eje x ó el eje y), el momento plástico ( $M_p$ ) es igual a:

$$M_p = F_y \cdot Z \quad (4.43)$$

Donde:

$F_y$ : es el esfuerzo de fluencia del acero

$Z$ : se refiere al módulo plástico de la sección, que puede ser respecto al eje x ( $Z_x$ ) como al eje y ( $Z_y$ ).

Según el AISC, las secciones transversales de los perfiles en acero se pueden clasificar como compactas, no compactas o esbeltas.

Esta clasificación depende de los valores propios del perfil en relación a su ancho-espesor. Para llevar a cabo correctamente la clasificación de perfiles de acero, se deben definir los siguientes índices:

- ✓  $\lambda$ : Razón de ancho-espesor
- ✓  $\lambda_p$ : Límite superior para categoría secciones compactas.
- ✓  $\lambda_r$ : Límite superior para categoría secciones no compactas.

Si  $\lambda \leq \lambda_p$  y el patín se encuentra conectado en forma continua, se trata de una sección compacta.

Si  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , se trata de una sección no compacta

Si  $\lambda > \lambda_r$ , se trata de una sección esbelta

A continuación se muestra una tabla extraída del AISC<sup>3</sup> donde se presentan las ecuaciones para obtener las razones mencionadas previamente.

Tabla 4.4: Valores utilizados de  $\lambda$

Elemento	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Patín	$\frac{b_f}{2 t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

Para calcular la resistencia por flexión de perfiles compactos, se debe de tomar en cuenta que una viga puede fallar al alcanzar su momento plástico o por la presencia de: pandeo lateral-torsional (PLT), pandeo local del patín (PLP) o pandeo del alma (PA), tanto elástica como inelásticamente. Cuando el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, se conoce como una falla elástica mientras que si sucede lo contrario se conoce como una falla inelástica.

Para el caso común de vigas compactas soportadas lateralmente, la resistencia nominal es:

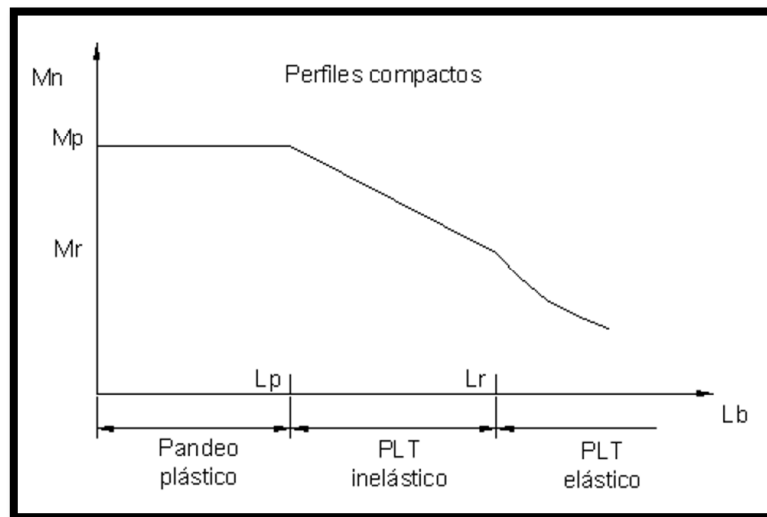
$$M_n = M_p \tag{4.44}$$

$$M_p = F_y \cdot Z \leq 1,50 \cdot M_y$$

<sup>3</sup> Tabla B5.1 del American Institute of Steel Construction (AISC).

La resistencia por momentos de perfiles compactos es una función de la longitud no soportada conocida como  $L_b$ . Si ésta es menor que  $L_p$ , se considera que la viga cuenta con un soporte lateral total y por lo tanto se cumple que  $M_n = M_p$ , Si por el contrario,  $L_b$  es mayor que  $L_p$  pero menor o igual al parámetro  $L_r$ , se trata de un pandeo lateral torsional inelástico.

Por el contrario, si  $L_b$  es mayor que  $L_r$  la resistencia del perfil se basa en el pandeo lateral torsional elástico. Los valores  $L_p$  y  $L_r$  se muestran en la siguiente gráfica.



**Figura 4.9.** Momento Resistente ( $M_n$ ) vs. Longitud no soportada ( $L_b$ )

Donde:

$$M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x \quad (4.45)$$

$F_r$ : corresponde a 10 ksi para perfiles rolados y 16.5 ksi para perfiles compuestos soldados.

$S_x$ : corresponde al módulo de sección elástico respecto al eje x.

La determinación de  $M_n$  debido a pandeo lateral torsionante elástico se obtiene de la siguiente ecuación:

$$M_n = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E \cdot I_x \cdot G \cdot J + \left(\frac{\pi \cdot E}{L_b}\right)^2 \cdot I_x \cdot C_w} \quad (4.46)$$

Donde:

$L_b$ : Longitud no soportada (in).

$G$ : 11,200 ksi, corresponde al módulo de cortante para el acero estructural.

La ecuación anterior deberá ser multiplicada por un factor  $C_b$  en caso que se presente un gradiente de momento. La obtención de este factor se encuentra dada en la sección F1.2 del AISC y depende de la siguiente fórmula:

$$C_b = \frac{12,50 \cdot M_{max}}{2,50 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \quad (4.47)$$

Donde:

$M_{max}$ : Corresponde al momento máximo en valor absoluto dentro de la longitud no soportada ( $L_b$ ).

$M_A$ : Corresponde al momento en valor absoluto localizado en la cuarta parte de la longitud no soportada ( $L_b$ ).

$M_B$ : Corresponde al momento en valor absoluto localizado en el centro de la longitud no soportada ( $L_b$ ).

$M_C$ : Corresponde al momento en valor absoluto localizado a los tres cuartos de la longitud no soportada ( $L_b$ ).

La longitud  $L_r$  corresponde a:

$$L_r = \frac{r_x \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot (F_y - F_r)^2}} \quad (4.48)$$

donde los términos  $X_1$  y  $X_2$  están dados por las siguientes expresiones:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot A \cdot G \cdot J}{2}} \quad (4.49)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 \quad (4.50)$$

Al analizar vigas por su comportamiento inelástico se recurre al uso de fórmulas empíricas; para perfiles compactos, empleando este análisis, se recurre al uso de:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \quad (4.51)$$

donde el valor  $L_p$  corresponde a:

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (4.52)$$

De la misma manera, esta ecuación debe ser multiplicada por un factor  $C_b$  siempre que el momento aplicado presente un gradiente de momento.

En el caso de la obtención de resistencia a flexión de los perfiles no compactos, se debe conocer previamente que éstos, debido a su geometría, sólo se encuentran expuestos a sufrir una falla debida a pandeo lateral torsionante (PLT) y pandeo local del patín (PLP). En caso de realizar un análisis de un

perfil compacto, se deben revisar ambos casos y seleccionar el más pequeño de los resultados obtenidos como resistencia por flexión del perfil.

En este caso se incorpora un nuevo término que se conocerá como  $\lambda$  que depende de las dimensiones del perfil y se definirá como:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \quad (4.52)$$

Donde, según el Manual de construcción en acero por esfuerzos permisibles,  $b_f$  corresponde al ancho del patín de una viga laminada o de una viga formada por tres placas, y  $t_f$  corresponde al espesor del patín.

Para demostrar si un patín entra en el rango de no compacto, se debe satisfacer la siguiente desigualdad; si este es el caso, a continuación se procede a determinar el  $M_r$  con la ecuación dada.

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.53)$$

Si la desigualdad anterior se cumple, el patín analizado es no compacto y su pandeo será inelástico. Su momento resistente se calcula de la siguiente manera:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (4.54)$$

Donde:

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

$$\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

$$M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x$$

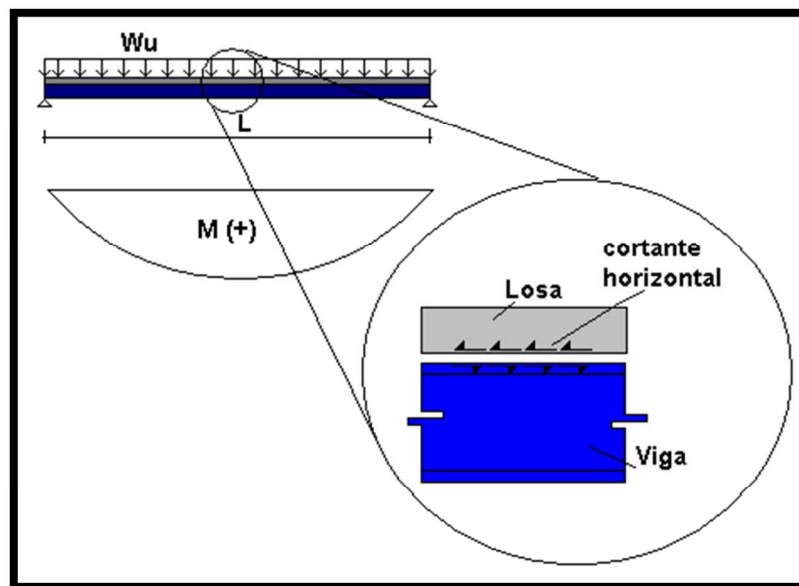


El valor  $F_r$  es conocido como un esfuerzo residual y es igual a 10 ksi para perfiles rolados.

#### 4.4.1.1. Vigas Compuestas

Por lo general, los sistemas de piso en edificaciones y puentes de acero consisten en una losa de hormigón reforzado apoyada sobre vigas de acero.

Previamente se ha supuesto que las vigas actúen independientemente del sistema de piso, ya que se supone que la adherencia entre la viga y la losa no puede desarrollar una fuerza de corte horizontal  $VQ/I$  en la interfase entre la losa y la viga.

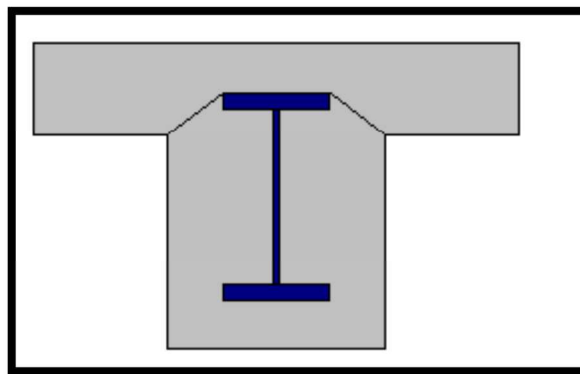


**Figura 4.10.** Cortante horizontal entre la losa y la viga

Si la viga estuviera completamente embebida en hormigón, los dos elementos trabajarían como una unidad siempre y cuando satisfagan ciertas condiciones. Es decir, la transferencia de la fuerza de corte horizontal se hace tanto por la adherencia y fricción entre la viga y el hormigón, como por la resistencia de éste al corte, a lo largo de las líneas interrumpidas mostradas en la figura 4.10.

Si es necesaria mayor resistencia al cortante, se proporciona algún tipo de refuerzo de acero a lo largo de las secciones indicadas por las líneas inclinadas. Los requisitos del AISC para este tipo de vigas son:

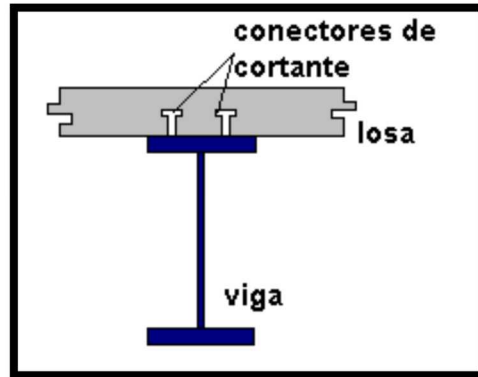
1. El recubrimiento del hormigón en ambos lados de la viga no será menor de 2",
2. El recubrimiento será al menos de 1 ½" en el borde superior de la viga y de 2" en el borde inferior,
3. El concreto tendrá un adecuado refuerzo a fin de evitar el agrietamiento en zonas críticas



**Figura 4.11.** El cortante se transmite por adherencia y fricción en la parte superior de la sección W y por la resistencia del hormigón por cortante a lo largo de las líneas inclinadas

Por otra parte, se puede establecer una adherencia mecánica por medio de unos conectores de cortante, en los que la losa actúa como parte integral de la viga y este sistema estructural de piso se le conoce como vigas compuestas. Este tipo de vigas ofrece las ventajas de reducir el peralte de la viga, una reducción del peso propio de la viga entre un 20 y 30% y un incremento en la

rigidez del sistema de piso. (En el intervalo elástico, las vigas compuestas son 2 a 3 veces más rígida que las vigas no compuestas.).



**Figura 4.12.** Sección compuesta.

Por lo general, se construyen utilizando encofrados para la losa de hormigón que se apoyan sobre las vigas. Si la viga de acero estará apoyada sobre puntales tal que no se retirarían hasta que el hormigón haya alcanzado suficiente resistencia, las cargas muertas y vivas serán resistidas por la sección compuesta. Es práctica común el uso de cubiertas de acero dobladas en frío (steel deck o metal deck) que funcionan como encofrados para el hormigón y para resistir cargas de piso.

Existen en el mercado diferentes tipos de configuraciones y calibres de estas cubiertas y los fabricantes proporcionan tablas y ayudas de diseño para seleccionar el tipo de deck requerido. El metal deck se coloca casi siempre con las costillas perpendiculares a las vigas de apoyo, aunque también se colocan con las costillas paralelas a las vigas de apoyo.

#### 4.4.1.2. Diseño de vigas compuestas

Se asume que la sección compuesta trabaja como una serie de vigas T. Estas vigas se analizan por medio de la sección transversal transformada del área de la losa de concreto en un área equivalente de acero. Para hormigón normal, el ACI permite una relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.55)$$

Donde:

$$E_c = 57000\sqrt{f'c}, \text{psi.} \quad (4.56)$$

El AISC sugiere  $E_c = w^{1,5}\sqrt{f'c}, \text{ksi.}$ , donde  $w$  está en lb/ft<sup>3</sup> y  $f'c$  en ksi.

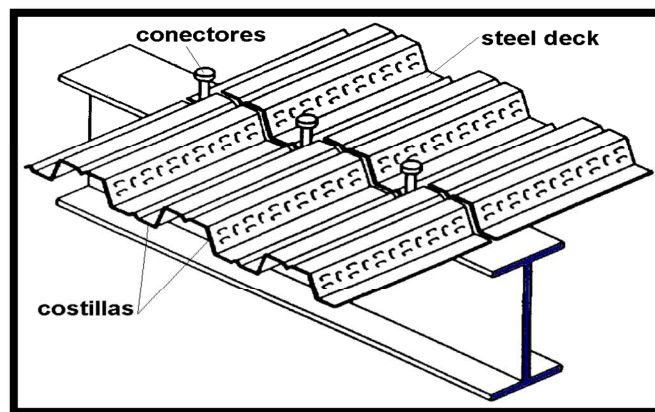


Figura 4.13. Steel Deck.

El ancho efectivo del patín de la losa varía del tipo de especificación se use. Por ejemplo, las normas de la AASHTO consideran que el ancho efectivo del patín de la losa apoyada sobre vigas intermedias será el menor valor de:

- Un cuarto del claro de la viga,
- La distancia entre centros de las vigas de apoyo,
- 12 veces el espesor de la losa,

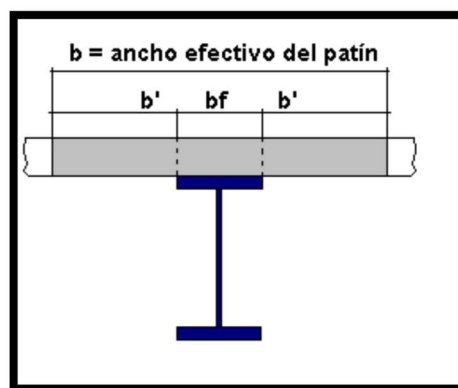
y para vigas de borde

- Un doceavo del claro de la viga,
- La mitad de la distancia a ejes a la siguiente viga de apoyo,
- 6 veces el espesor de la losa.

Por otra parte el AISC especifica que el ancho del patín de la losa, en cada lado de la viga no excederá de

1. Un octavo del claro de la viga, medido a ejes de los apoyos,
2. La mitad de la distancia a ejes de la siguiente viga de apoyo o para vigas de borde la distancia al borde de la losa.

Se puede notar que el AISC especifica el ancho efectivo a cada lado de la viga, mientras que la AASHTO indica la suma de los dos, es decir, el ancho total del patín. Además, AISC no limita el ancho efectivo en función del espesor de la losa, ya que en ediciones previas del AISC especificaban un ancho del patín de la losa como ocho veces el espesor de la losa, sin embargo, se retiró este requisito de acuerdo a estudios experimentales y analíticos, así como a requisitos de otros códigos de diseño.

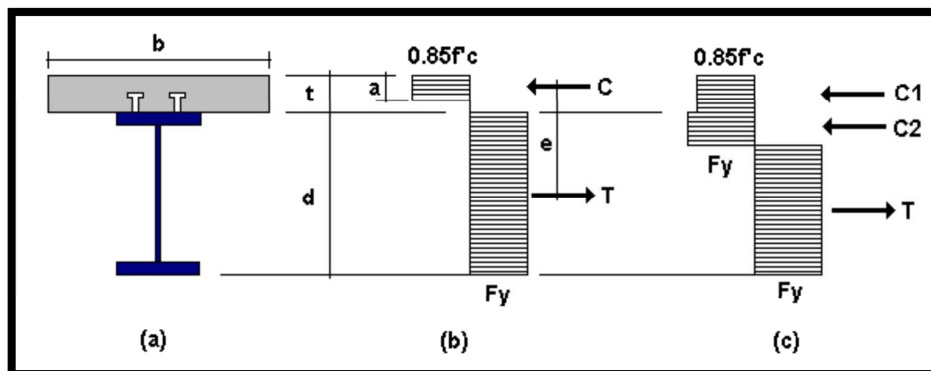


**Figura 4.14.** Ancho efectivo del patín de compresión de la sección compuesta.

Como no se presenta el fenómeno de pandeo local y/o lateral en las vigas de acero, en términos generales se pueden considerar las secciones de acero compactas. Los métodos alternativos de diseño son:

1. La viga puede dimensionarse asumiendo que la sección de acero soporta las cargas antes del fraguado del hormigón, a menos que se apuntalen durante el proceso constructivo para que la sección compuesta soporte todas las cargas actuantes después del fraguado del hormigón.
2. La sección de acero puede diseñarse para resistir el momento positivo debido a todas las cargas; si este método se emplea, no se requiere de apuntalamiento.

#### 4.4.1.3. Diseño de vigas con conectores de cortante



**Figura 4.15.** Distribución de esfuerzos en una sección compuesta

La mayoría de las vigas compuestas son construidas con conectores de cortante, por la distribución de esfuerzos por flexión de una sección compuesta, en la que el eje neutro puede localizarse ya sea en la losa (b) o en la viga de acero (c). En cualquier caso, el momento resistente se determina fácilmente, por lo que para el caso en el que el eje neutro está en la losa:

$$C = 0.85f'c \cdot b \cdot a$$

$$T = F_y \cdot A_s$$

Donde  $a$  y  $b$  se definen en la figura 4.15 y  $A_s$  es el área de la viga de acero. Por equilibrio  $C = T$  y  $f'_c$ ,  $F_y$ ,  $b$  y  $A_s$  son conocidos, por lo que  $a$  se puede calcular el brazo del momento del par de fuerzas.

Para el caso en el que el eje neutro está en la viga:

$$C_1 = 0.85 f'_c \cdot b \cdot t$$

$$T = F_y \cdot A_s - C_2$$

Por equilibrio,  $T = C_1 + C_2$

Por tanto,  $2C_2 = A_s \cdot F_y - 0.85 f'_c \cdot b \cdot t$

Donde se encuentre el eje neutro de la sección, es relativamente sencillo determinar la sección compuesta.

Una buena estimación del área  $A_s$  de la viga de acero requerida se obtiene con

$$A_s = \frac{M_u}{(0,50d + 0,80t)F_y}$$

donde  $M_u$  es el momento último.

Para el cálculo del momento positivo, el momento resistente  $M_n$ , si la viga de acero es compacta se puede asumir una distribución de esfuerzos plástica en la sección compuesta y se considera  $\phi=0.85$ . En caso contrario, se considera una distribución elástica de esfuerzos y se usa  $\phi=0.90$ .

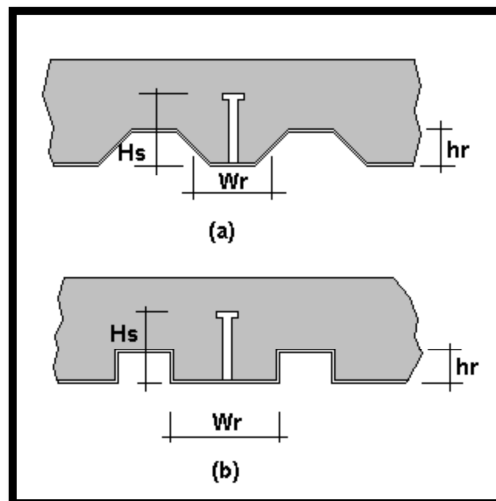
Para el cálculo del momento negativo,  $M_n$  se basa solo en la sección de acero y  $\phi=0.90$ , ya que se asume que el hormigón no contribuye ante esfuerzos de tracción.

Para construcciones sin apuntalamiento, la sección de acero debe diseñarse para resistir todas las cargas antes de que el hormigón haya alcanzado el 75% del valor específico de  $f'c$ , y usando los procedimientos del AISC.

#### 4.4.1.4. Vigas parcialmente compactas

Pudiera ser imposible alcanzar la acción completa de una sección compuesta ya sea porque no se tuviera suficiente espacio para alojar los conectores de cortante o por economía. En los casos donde ocurra esto, se puede emplear secciones de acero ligeramente mayores (no más de un 25%) y reducir el número de conectores de cortante requeridos para la acción completa de la sección compuesta.

#### 4.4.1.5. Consideraciones de cubiertas de acero dobladas en frío



**Figura 4.16.** Tipos de costilla de metal deck.

Las vigas puedan soportar este tipo de cubiertas y diseñarse como vigas compuestas, se tienen los siguientes requisitos básicos:



1. La altura nominal de la costilla de las corrugaciones no debe exceder de 3".
2. El ancho promedio de la costilla de hormigón,  $W_r$ , no debe ser menor de 2".
3. El espesor de la losa por encima de la cubierta de acero debe tener un espesor mayor de 2".
4. Para este tipo de cubiertas, los conectores de cortante (espárragos) no tendrán un diámetro mayor de  $\frac{3}{4}$ " y se extenderán al menos 1  $\frac{1}{2}$ " por encima de la altura de la costilla de la cubierta (hr).
5. Si las costillas de la cubierta están perpendiculares al eje longitudinal de la viga, el hormigón por debajo de la parte superior de la costilla se desprecia para fines de diseño, pero si las costillas están paralelas a la viga, entonces se considera todo el espesor de la losa de hormigón.
6. Si el peralte de la cubierta es mayor o igual a 1  $\frac{1}{2}$ " el ancho promedio de la costilla no será menor a 2" si se emplean espárragos sencillos. Si se emplean más de un espárrago, el ancho de la costilla será mayor de 2" más 4 veces el diámetro del espárrago.

#### 4.4.1.6. Conectores de cortante

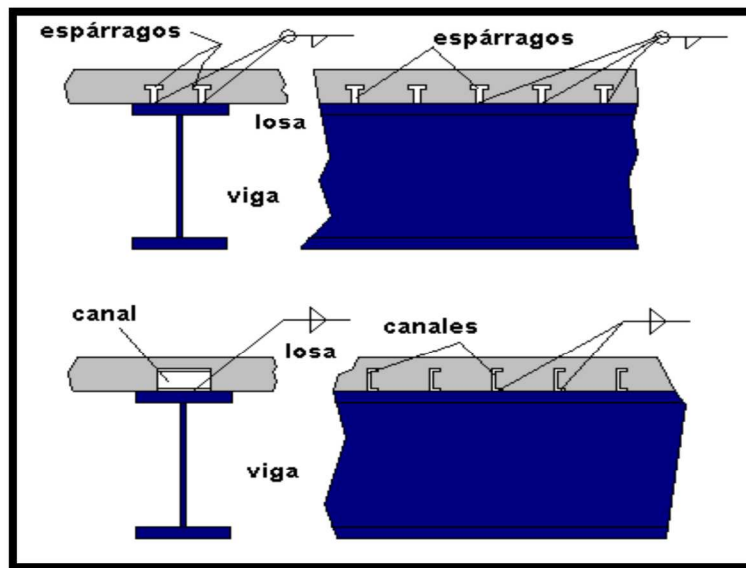


Figura 4.17. Tipos de conectores de cortante.

El espárrago conector de cortante es una barra corta de acero con una cabeza redonda para proporcionar anclaje. Por lo general, el diámetro de la cabeza es  $\frac{1}{2}$ " más grande que el diámetro del espárrago. El otro extremo del espárrago está soldado al patín de la viga. Los diámetros usuales de los espárragos son  $\frac{1}{2}$ ",  $\frac{5}{8}$ ",  $\frac{3}{4}$ " y  $\frac{7}{8}$ " y la longitud estándar es de 3" y 4". Se pueden emplear espárragos con longitudes mayores si la losa está montada sobre la viga y los conectores solo pueden penetrar más de  $1\frac{1}{2}$ " en la losa. El recubrimiento del hormigón en los conectores no será menor de 1" en cualquier dirección.

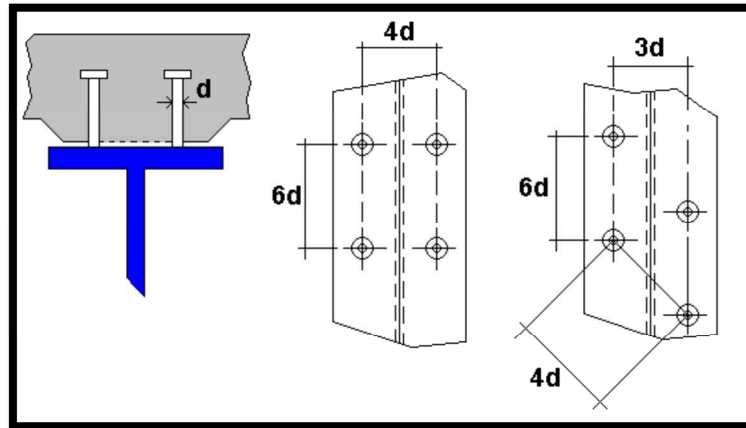
Existen también conectores de cortante formados por canales con un patín ahogado en la losa y el otro soldado sobre el patín de la viga.

Son comunes canales de 3" y 4" de peralte y están soldados con soldadura de filete continua al frente y en la espalda del canal.

La función del conector de cortante es transferir la fuerza cortante horizontal en la interfase losa-viga, por lo que el espaciamiento requerido de los conectores en cualquier sección transversal se determina dividiendo el cortante  $VQ/I$  en la sección entre la resistencia de un conector (o dos si están en par, etc.). Esto sugiere que el espaciamiento podría variar continuamente con la fuerza cortante a lo largo del claro de la viga. Para fines prácticos, sin embargo, este espaciamiento se puede cambiar en grandes intervalos y mantenerse constante dentro de ese intervalo. En el caso en que se tenga que considerar la fatiga, como en los puentes, el espaciamiento de los conectores se medirá con la resistencia a la fatiga de los conectores y el correspondiente intervalo del cortante.

El espaciamiento mínimo a ejes de los conectores de cortante tipo espárrago a lo largo del eje longitudinal de la viga es de 6 diámetros, en tanto que la dirección transversal es de 4 diámetros. Si se emplea metal deck, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en las dos direcciones. Cuando los patines de las vigas de acero son muy estrechos, puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo requerido. En tales casos, los espárragos pueden colocarse alternados. Si las costillas de la cubierta son paralelas a la viga de acero y se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la costilla, se permite la división de la cubierta de modo que se tenga espacio suficiente. Los conectores de cortante deben ser capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales, ya que existe la tendencia a separarse verticalmente entre la viga y la losa, así como deslizarse horizontalmente. Las cabezas de los espárragos ayudan a prevenir la

separación vertical. Además, se especifica que la separación máxima entre los conectores no debe exceder 8 veces el espesor total de la losa.



**Figura 4.18.** Distribución de los conectores tipo espárrago.

La resistencia estática  $Q_n$  de un espárrago está dado por:

$$Q_n = 930d_s^2 \cdot \sqrt{f_c}, \text{psi} \quad (4.57)$$

Donde:

$d_s$ : es el diámetro del espárrago.

Para un canal,  $Q_n$  se calcula con:

$$Q_n = 550(tf + 0,50tw) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_c}, \text{psi} \quad (4.58)$$

Donde:

$t_f$ : es el espesor promedio del patín del canal;

$t_w$ : es el espesor del alma del canal;

$L_c$ : la longitud del canal.

Estas ecuaciones se basan en resultados experimentales.

La primera ecuación es válida para espárragos con longitudes menores a 4ds. Es común emplear concreto ligero en los sistemas de piso en edificios multiniveles a fin de reducir la carga muerta. Las fórmulas de Qn para espárragos y canales deben revisarse para reflejar el peso y la resistencia del hormigón.

La resistencia de un conector de cortante espárrago es:

$$Qn = 0,50Asc \cdot \sqrt{f^c * Ec} \leq Asc * Fu \quad (4.59)$$

Donde:

Asc: es el área de la sección transversal del conector en pulgadas cuadradas;  
Fu: es la resistencia a tensión del conector en ksi (los conectores tipo espárrago se fabrican usando acero rolado en frío tipos ASTM-A108, AISI grados C1010, C1015, C1017 o C1020, con una resistencia mínima de 60 ksi.)

Para conectores de cortante de canal:

$$Qn = 0,30(tf + 0,5tw) * Lc * \sqrt{f^c * Ec} \quad (4.60)$$

Las normas del AISC-LRFD utilizan las ecuaciones.

El número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y el punto donde el momento es cero, se determina dividiendo la fuerza del patín de compresión en el punto de momento máximo de momento entre la resistencia del conector. Si el eje neutro está en la losa, la fuerza de compresión C se obtiene determinando la fuerza de equilibrio  $T = As \cdot Fy$ , y si el eje neutro está en

la viga, la fuerza del patín de compresión es  $C_1 = 0.85f'_c \cdot b \cdot t$ . Por tanto, la fuerza cortante horizontal  $V_h$  está dado por:

$$V_h = \begin{cases} A_s F_y \\ 0.85f'_c \cdot b \cdot t \end{cases}$$

#### 4.4.1.7. Diseño preliminar de secciones compuestas

En edificios se recomienda una relación peralte / claro de 1/24 si las cargas son estáticas y de 1/20 si las cargas pueden ocasionar vibraciones apreciables.

$$W_{viga} = 3,40 \left[ \frac{12 M_u}{\left(\frac{d}{2} + y_{con} - a/2\right) \phi F_y} \right] \quad (4.61)$$

Donde:

$M_u$ : es el momento último actuante;

$d$ : es el peralte nominal de la viga de acero;

$y_{con}$ : es la distancia entre la parte superior de la viga de acero y la parte superior de la losa de hormigón;  $a$  es el espesor efectivo de la losa de hormigón (para fines prácticos se puede usar  $a = 2''$ );  $\phi = 0.85$ .

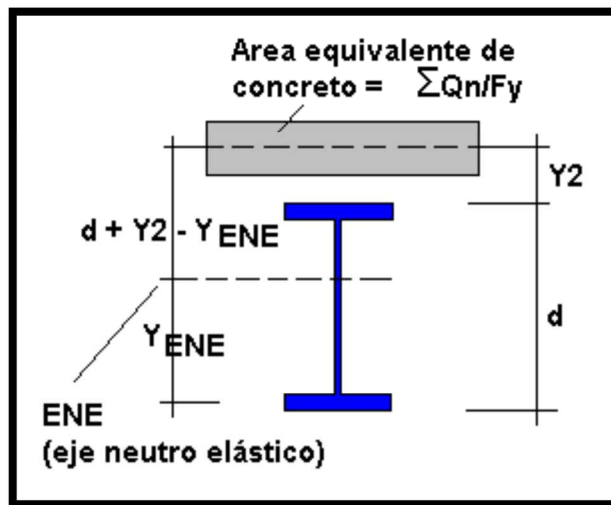
Para calcular las deflexiones bajo cargas de servicio en secciones compuestas, se necesita calcular el valor de un momento de inercia. Este valor de  $I$  se calcula con base en el área de la viga de acero y un área de hormigón equivalente igual a  $\Sigma Q_u / F_y$ .

$$I = I_x + A_s \left( y_{ENE} - \frac{d}{2} \right)^2 + \left( \frac{\Sigma Q_u}{F_y} \right) * (d + y_2 - y_{ENE})^2 \quad (4.62)$$

Donde:

$I_x$ : es el momento de inercia de la viga de acero;

$y_2$ ,  $y_{ENE}$  y  $d$  se definen con la figura siguiente.



**Figura 4.19.** Cálculo del momento de Inercia de la sección compuesta.

#### 4.4.1.8. Vigas Armadas

En las situaciones en que las cargas previstas para un claro dado son demasiado grandes para una sección W disponible o que el claro sea demasiado grande, se puede recurrir a varias alternativas:

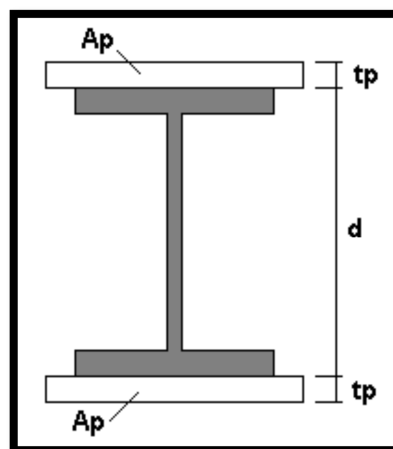
- Una sección W con acero de alta resistencia
- El uso de dos o más perfiles W lado a lado (esta es una solución costosa y poco eficiente)
- Una viga W con cubre placas en los patines.
- Una sección armada de patín ancho.
- Una trabe armada.
- Una cercha o armadura.

#### 4.4.1.9. Vigas con cubre placas en los patines

Estas secciones son prácticas en los casos en que los momentos actuantes son ligeramente mayores que los momentos resistentes que pueda soportar el mayor perfil W convencional. También son útiles cuando el peralte total de la sección está limitado de tal modo que los momentos resistentes de los perfiles W del peralte especificado son demasiado pequeños. Además, puede haber usos económicos para las alas de vigas con cubre placas donde el peralte no está limitado y se dispone de secciones W para resistir las cargas. En este caso, se selecciona una W menor que la necesaria para el momento máximo y se le ponen cubre placas en los patines. Estas cubre placas pueden cortarse donde los momentos son menores, ahorrando así cierta cantidad de acero. En vigas continuas, esta forma de utilizar las cubre placas es muy común.

Una solución factible para este tipo de vigas es:

1. Fijar el peralte y colocar en la viga cubre placas.
2. Seleccionar el perfil estándar más grande, cuyo peralte permita colocar cubre placas en sus patines superior e inferior y así determinar las dimensiones de las cubre placas.



**Figura 4.20.** Viga armada con cubre placas.



Se puede obtener una expresión para calcular el área requerida de una cubre placa:

Suponiendo que la sección se encuentra en la zona I de comportamiento a flexión y asumiendo que  $Z_{nec}$  es el módulo de sección plástico de la sección armada total:

$$Z_{nec} = \frac{Mu}{\phi_b F_y} \quad (4.63)$$

La  $Z$  total de la sección armada debe ser por lo menos igual a la  $Z$  requerida y ésta la proporciona el perfil  $W$  y las cubre placas:

$$Z_{nec} = Z_w + Z_{placas} \quad (4.64)$$

$$Z_{nec} = Z_w + 2A_p \left( \frac{d}{2} + \frac{t_p}{2} \right) \quad (4.65)$$

$$A_p = \frac{Z_{nec} - Z_w}{t_p + d} \quad (4.66)$$

Donde:

$Z_w$ : es el módulo de sección plástico de la sección  $W$ ;

$A_p$  y  $t_p$ : son el área y el espesor de una cubre placa respectivamente;

$d$ : es el peralte de la sección  $W$ .

#### **4.4.1.10. Secciones armadas de patín ancho**

En el capítulo G del AISC LRFD hace una clara distinción entre vigas (estén estas formadas por perfiles laminados o por secciones armadas de patín ancho) y travesaños armados. Esta diferencia reside en la relación de esbeltez de sus almas. Esta esbeltez se mide con la relación  $h_c/t_w$ .

Para ser viga, un perfil puede ser laminado o armado, pero sin atiesadores y su relación  $h_c/t_w$  no debe ser mayor que:

$$\lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y f}} \quad (4.67)$$

Donde:

$F_y f$ : es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del patín.

Por otro lado, una trabe armada puede o no tener atiesadores y su relación  $h_c/t_w$  debe ser mayor que:

$$\lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y f}} \quad (4.68)$$

(en esta expresión se usa el esfuerzo de fluencia  $F_y$  del patín y no del alma, porque el pandeo inelástico por flexión de las trabes híbridas depende de la deformación en el patín.)

En este tipo de secciones, las almas son suficientemente gruesas para soportar el cortante sin peligro de pandeo. Aunque esas secciones con sus almas sin atiesadores son más pesadas que las trabes armadas del mismo claro y cargas, sus costos totales a veces son menores debido a sus costos de fabricación más bajos.

De acuerdo a las especificaciones F1.1 del AISC LRFD, se permite el análisis plástico para las vigas y trabes compactas si se cumplen ciertas condiciones. Estas deben tener simetría sencilla o doble y estar cargadas en esos planos. Cuando se flexionan alrededor de su eje mayor, las longitudes sin soporte

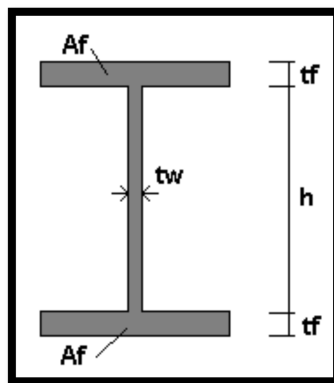
lateral de sus patines comprimidos en las regiones de articulaciones plásticas asociadas con mecanismos de falla, no deben exceder de los valores dados en las especificaciones.

De la tabla B5.1, una sección es compacta si:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad y \quad \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y f}} \quad (4.69)$$

Una solución para este tipo de vigas es el siguiente:

1. Se selecciona un alma compacta para un miembro armado con base en las expresiones anteriores.
2. Se calcula el tamaño del patín de acuerdo a lo siguiente:



**Figura 4.21.** Trabe armada de patín ancho.

La resistencia de diseño total por flexión de la viga de la figura es igual a la resistencia de su alma más la de sus patines.

3. El Módulo plástico de toda la viga es igual al momento estático de las áreas a compresión y a tensión de alma, respecto a su eje neutro.

4. Después de escribir dicha expresión, se puede despejar de ella el área necesaria para uno de los patines.

$$Z_T = \frac{Mu}{\phi_b F_y} \quad (4.70)$$

$$Z_{prop} = 2 * t_w * \left(\frac{h^2}{8}\right) + 2 * A_f * \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2}\right) \quad (4.71)$$

$$A_{f\text{ necesaria}} = \frac{Mu}{\phi_b F_y (h+t_f)} - \frac{t_w * h^2}{4(h+t_f)} \quad (4.72)$$

#### 4.4.1.11. Trabes Armadas (TA)

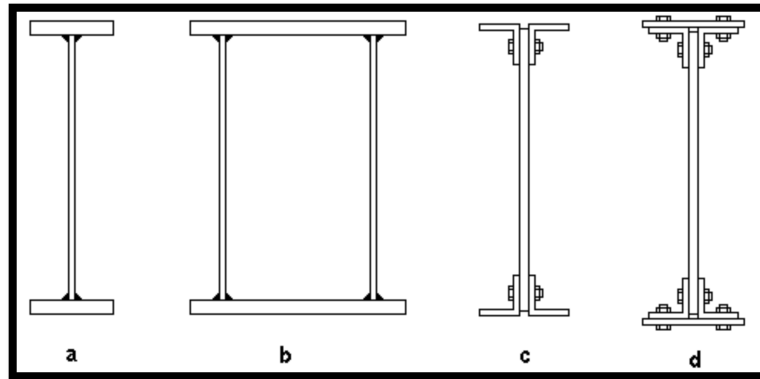
Son grandes secciones compuestas, que por lo general tienen un peralte mucho más grande que la sección W más grande y por lo común tienen espesores de alma relativamente mucho menores que los espesores de secciones laminadas.

Por lo general, las resistencias de las TA están comprendidas entre las resistencias de una sección laminada y las de las armaduras o cerchas de acero.

De la figura 4.22, la forma más simple de una TA consiste en dos placas horizontales soldadas a una placa vertical para formar una sección I. (a) o también se pueden formar secciones cajón, las cuales tienen gran resistencia al pandeo lateral y a la torsión. (b); previo al desarrollo de la soldadura, se fabricaban trabes armadas utilizando ángulos y placas unidos por medio de remaches o tornillos, las cuales son algo obsoletas (c y d).

Las TA son empleadas en edificios donde se deben cubrir grandes claros sin tener columnas intermedias (por ejemplo, auditorios o teatros); son ampliamente usadas en puentes para claros entre los 60 y 1000 pies de largo. La principal diferencia entre el diseño de una sección laminada y el diseño de una TA es que el diseñador tiene una mayor libertad en proporcionar la sección transversal de una TA y además, un mayor peralte en una trabe armada resulta

en espesores de alma relativamente delgados que producen problemas de pandeo del alma que deben tomarse en cuenta.



**Figura 4.22.** Tipos de travesaños armados

Como se ha visto, las vigas laminadas son por lo general secciones compactas, por lo que los problemas de pandeos local y de corte no son estados límite probables.

Los patines de las TA son usualmente proporcionados con relaciones ancho espesor suficientemente pequeños para impedir el pandeo local antes de alcanzar el momento de fluencia de la sección transversal. Pero una sección eficiente podría requerir un alma con una relación ancho-espesor lo suficientemente grande que produzca pandeo por flexión o por cortante, o ambos, antes de lograr la fluencia en los patines.

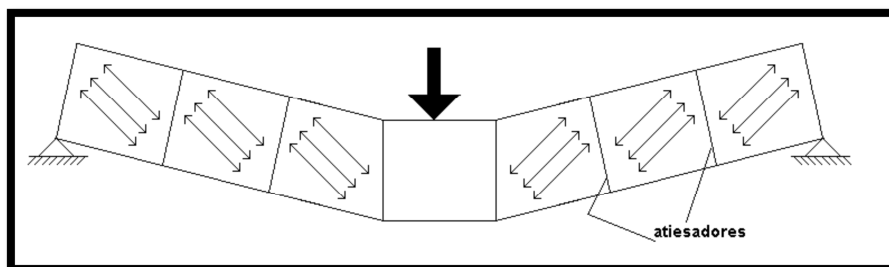
El pandeo del alma no determina la resistencia última de una TA, ya que se ha visto que en el post pandeo se desarrolla resistencia a tomarse en cuenta para determinar la resistencia última de la sección.

El criterio de diseño de las TA puede estar basado en las siguientes condiciones:

- Resistencia por pandeo elástico por flexión
- Resistencia por pandeo elástico por cortante
- Resistencia por post pandeo elástico por flexión
- Resistencia por post pandeo elástico por cortante (campo de tensiones)

Algunas especificaciones están basadas en los límites correspondientes a las resistencias por pandeo elástico, mientras que otras permiten tomar en cuenta las resistencias por post pandeo, ya sea por flexión o por corte o ambas. En este tipo de especificaciones, el diseñador tiene la opción de 4 combinaciones para los límites de comportamiento de las TA:

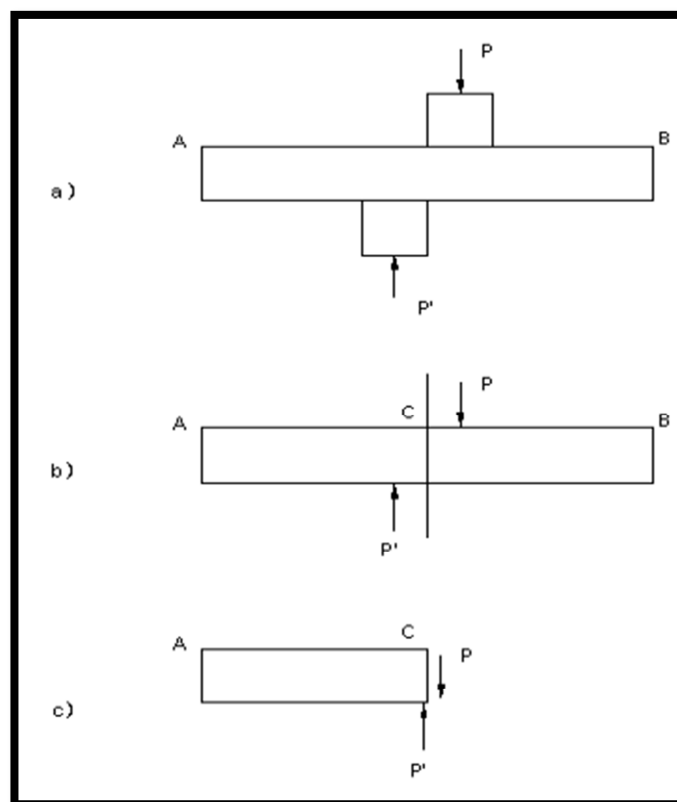
1. Pandeo elástico por flexión en combinación con el pandeo elástico por cortante. Por lo general se le conoce como comportamiento convencional de flexión.
2. Pandeo elástico por flexión en combinación con la resistencia por post pandeo por cortante (campo de tensiones)
3. Resistencia por post pandeo por flexión en combinación con el pandeo elástico por cortante.
4. Resistencia por post pandeo por flexión en combinación con la resistencia por post pandeo por cortante (campo de tensiones).



**Figura 4.23.** Campo de tensiones en el alma de una TA

#### 4.4.2. Miembros sujetos a esfuerzos cortante

Al aplicar fuerzas transversales  $P$  y  $P'$  en el elemento  $AB$  mostrado en la Figura 4.10, se corta la barra por  $C$ , justo en el punto de aplicación de las dos fuerzas. Se demuestra que deben existir fuerzas internas en el plano de la sección mismas que su resultante sea igual a  $P$ . A estas fuerzas internas se les conoce como fuerzas cortantes y a su magnitud  $P$  se le conoce como cortante de la sección.



**Figura 4.24.** Fuerza Cortante en Vigas

En la mayoría de los casos, el esfuerzo cortante no es un problema en vigas de acero, debido a la geometría de los perfiles laminados, estos son capaces de resistir cortantes elevados, aunque hay algunos casos en donde este cortante sí debe ser considerado al revisar o diseñar perfiles de acero sujetos a estas acciones.

El cortante se vuelve crítico en secciones cercanas a grandes cargas concentradas, cerca de los apoyos de una viga, cuando dos miembros estructurales se encuentren conectados rígidamente entre sí de modo que sus almas se encuentren en un mismo plano y cuando las vigas a estudiar, se encuentren despatinadas, debido al peralte reducido de la misma.

La resistencia por cortante de una viga es satisfactoria cuando la llamada fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas ( $V_u$ ) sea menor o igual que el producto del factor de resistencia por cortante ( $\phi_v$ ) multiplicado por la resistencia nominal por cortante de la sección ( $V_n$ ). De tal manera que:

$$V_u = \phi_v \cdot V_n \quad (4.73)$$

Donde:

$$\phi_v: 0,90$$

$$V_n = 0,60 \cdot F_y \cdot A_w$$

$A_w$ : Área del alma del perfil

En esta última fórmula,  $V_n$  sucede en el momento que se presenta la fluencia del alma; casi todas las secciones de vigas laminadas que se fabrican, caen en esta sección. Ésta será la resistencia nominal de la sección sometida a cortante siempre que no se presente pandeo por cortante del alma; eso último dependerá de la relación ancho-espesor (del alma)  $\frac{h}{t_w}$ . Se utilizará la fórmula anterior en todos los casos donde se cumpla la siguiente condición:



$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{F_y} \quad (4.74)$$

De lo contrario, se verificará la siguiente desigualdad, la cual indica que puede ocurrir pandeo inelástico del alma; si se cumple la desigualdad, se utilizará la fórmula presentada a continuación.

$$\frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}} \quad (4.75)$$

Entonces:

$$V_n = 0,60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot \frac{\frac{418}{\sqrt{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (4.76)$$

En caso que:

$$\frac{523}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260 \quad (4.77)$$

se presentará un pandeo elástico del alma, donde  $V_n$  se obtiene mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$V_n = \frac{132000 \cdot A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (4.78)$$

En caso que el valor obtenido de  $\frac{h}{t_w}$  sea mayor que 260, se requerirá reforzar el alma del elemento por medio de atiesadores. En este caso se deben seguir las estipulaciones que involucran a traves armadas.

Es importante considerar que si en los apoyos de la viga estudiada, se presentan elementos que no cuentan con patines (despatinados), es necesario considerar los efectos provocados por bloque de cortante. Este análisis se lleva

a cabo de la misma manera que la revisión por bloque de cortante en elementos sujetos a tensión, estudiados anteriormente.

#### **4.4.2.1 Deflexión permitida en vigas**

Una vez que se hayan revisado todos los conceptos mencionados anteriormente, se asegura que la viga en cuestión no va a fallar, pero eso no es suficiente puesto que se debe poner atención en la deflexión que presenta el elemento.

Muchas veces, la apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas; éstas no inspiran confianza aunque exista una completa seguridad en cuestión a la resistencia del elemento.

La práctica común para edificaciones ha sido limitar estas deflexiones por carga viva aproximadamente a:

$$\Delta = \frac{L}{360} \quad (4.79)$$

Donde L corresponde a la longitud del claro. Este valor es muy usual pero puede variar dependiendo de la carga soportada por el claro estudiado. Si la viga debe soportar maquinaria delicada y precisa, estas deformaciones se limitan a 1/1500 o 1/2000 de la longitud de la viga.

Una vez conocido el valor permitido de la deflexión máxima, este valor debe ser comparado con la deflexión teórica que presenta nuestra viga. Esta deflexión teórica se puede obtener mediante los métodos de área de momentos, trabajo virtual y viga conjugada.

## 4.5 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS DE FLEXOCOMPRESIÓN

### 4.5.1 Viga- columna

La mayor parte de los miembros estructurales tales como vigas y columnas, se encuentran sujetos a una combinación de esfuerzos por flexión y carga axial. Las columnas que forman parte de una estructura deben soportar, casi siempre, momentos flexionantes así como sus cargas usuales de compresión. En los miembros sujetos a tensión, los momentos flexionantes no resultan tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión; esto se debe a que la tensión tiende a reducir las deflexiones laterales. Los miembros sujetos a flexotensión deben de ser suficientemente rígidos para impedir las deflexiones laterales excesivas que puedan llegar a presentarse.

Como en los casos explicados anteriormente se encuentra implicada más de un tipo de resistencia, se recurre a la utilización de las llamadas fórmulas de interacción donde la siguiente ecuación es la base para las formulaciones aprobadas por el AISC para miembros sometidos a flexión más carga de compresión axial.

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (4.80)$$

Donde:

$P_u$ : Carga de compresión axial factorizada.

$\phi_c \cdot P_n$  : Resistencia de diseño por compresión

$M_u$ : Momento flexionante factorizado

$\phi_b \cdot M_n$ : Momento de diseño

Los subíndices “x” y “y” se refieren a la flexión respecto a los ejes “x” y “y”.

En el AISIC se presentan dos formulaciones dentro de sus especificaciones, una en caso de que la carga axial sea pequeña y otra en caso de que la carga axial sea grande. A continuación se presentan las ecuaciones para cada caso.

Para  $\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} \geq 0.20$  se usará: (4.80)

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \cdot \frac{8}{9} \leq 1,0$$

Para  $\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} < 0.20$  se usará: (4.81)

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi_c \cdot P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Al realizar una revisión de un elemento viga-columna, también se debe tener en cuenta el posible pandeo local del alma que se producirá si el alma de la sección analizada no es compacta. Para esta revisión se recurre a los siguientes conceptos.

Definiendo:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (4.82)$$

Donde:

h: el peralte del alma de punta a punta de filetes de los patines en un perfil laminado, peralte del alma de paño a paño interior de los patines de un perfil soldado.

$t_w$ : es el espesor del alma del perfil estudiado.

Se considera como perfil compacto sí:  $\lambda \leq \lambda_p$

Se considera un perfil no compacto sí:  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

Se considera un perfil esbelto sí:  $\lambda > \lambda_r$

Donde:

Si se cumple que  $\frac{P_u}{\phi_b \cdot P_n} \leq 0,125$ , entonces: (4.83)

$$\lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \cdot \left( 1 - \frac{1,75 \cdot P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right)$$

Si, por el contrario, se cumple:  $\frac{P_u}{\phi_b \cdot P_n} > 0,125$ , entonces: (4.84)

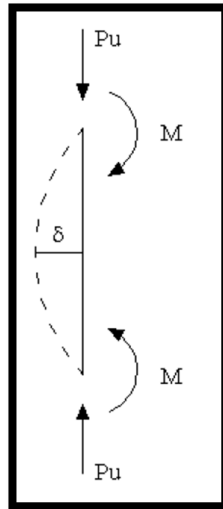
$$\lambda_p = \frac{191}{\sqrt{F_y}} \cdot \left( 2,33 - \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right)$$

El valor utilizado en  $P_y$  es simplemente la carga axial requerida para alcanzar el estado límite de fluencia del perfil.

$$P_y = A_g \cdot F_y \quad (4.85)$$

Se define análisis de primer orden a los métodos de análisis estructural ordinarios que no toman en cuenta las deformaciones, existen procedimientos numéricos iterativos que pueden emplearse para encontrar las deflexiones y estos momentos secundarios. Estos procedimientos, llamados análisis de segundo orden, requieren de procedimientos de cálculo muy elaborados. Existe otro método el cuál es aprobado por la mayoría de los reglamentos de diseño, el cuál es conocido como amplificación de momentos, que resulta de calcular el

momento flexionante máximo producido por las cargas de flexión por medio de un análisis sencillo de primer orden, para luego multiplicar este valor por un factor de amplificación de momento que implícitamente considerará al momento secundario.



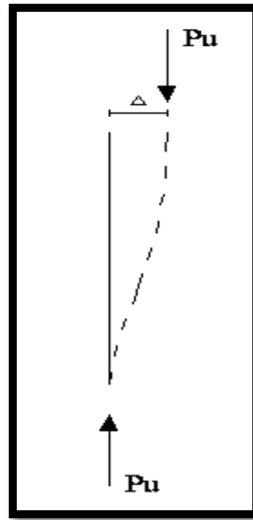
**Figura 4.25.** Viga- columna sujeta a flexo-compresión

Como se puede apreciar en la figura 4.11., el momento  $M$  que genera la flexión en este elemento, se verá incrementado por un segundo momento  $\delta.P_u$

Usando los factores de amplificación de momento, se estimará el efecto producido por  $\delta.P_u$ . De la misma manera, así como se debe considerar el factor de amplificación de momento de una columna arriostrada contra ladeo (es decir, debido a la deflexión del miembro), de la misma forma se debe considerar un factor que considere el efecto de desplazamiento lateral cuando el miembro no es parte de un pórtico arriostrado. En este caso se genera un momento secundario cuyo máximo valor es  $\Delta.P_u$ .

Los factores  $B_1$  y  $B_2$  servirán entonces para aproximar estos dos tipos de momentos; por lo tanto, el momento de diseño  $M_u$  se definirá como:

$$M_u = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{tl} \quad (4.86)$$



**Figura 4.26.** Consideración de desplazamiento lateral

Donde:

$M_{nt}$ : Momento máximo resultante de un análisis de primer orden donde el pórtico se supone arriostrado de manera que no puede ladearse (nt se refiere a no traslación).

$M_{tl}$ : Momento máximo causado por el desplazamiento lateral que puede ser causado por cargas laterales o por cargas de gravedad no balanceadas y será cero si el pórtico se encuentra arriostrado (tl se refiere a traslación lateral).

$B_1$ : Factor de amplificación para momentos que ocurren en el miembro cuando este se encuentra arriostrado contra el desplazamiento lateral.

$B_2$ : Factor de amplificación para los momentos que se deben al desplazamiento lateral.

El momento máximo que se presenta en una viga columna depende de la distribución del momento flexionante a lo largo del miembro. Esta variación se

considera con el factor ( $C_m$ ), el cuál se incluye en la expresión donde se define  $B_1$ . Este término ( $C_m$ ) solo se aplica a la condición arriostrada.

El propósito de  $C_m$  consiste en cambiar o reducir el momento amplificado cuando la variación de los momentos en la columna es tal que  $B_1$  resulta demasiado grande. En caso de contar con una columna flexionada con curvatura doble, el valor de  $C_m$  se rige por dos casos.

El primer caso se presenta cuando no existen cargas transversales actuando sobre el miembro no arriostrado, y se define como:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \cdot \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (4.87)$$

Donde:

$M_1$ : Es el momento de extremo menor en valor absoluto.

$M_2$ : Es el momento de extremo mayor en valor absoluto.

La razón es positiva para miembros flexionados en curvatura doble, mientras que es negativa para miembros flexionados en curvatura simple. La curvatura doble se presenta cuando ambos momentos presentan la misma tendencia de giro (ya sea anti horario u horario).

En caso de que se estudien miembros cargados transversalmente,  $C_m$  será 0.85 para miembros con extremos restringidos y 1.0 para miembros con extremos no restringidos (articulados).  $B_1$  se definirá como:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{P_u}{P_{el}} \right)} \quad (4.88)$$



Donde a su vez:

$$P_{el} = \frac{A_g \cdot F_y}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot A_g \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \quad (4.89)$$

$C_m = 0,85$  para miembros con extremos restringidos

$C_m = 1,00$  para miembros con extremos no restringidos

El factor  $B_2$  para los momentos por desplazamiento lateral se define como:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}\right)} \quad (4.90)$$

o también como:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \cdot \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum H \cdot L}\right)} \quad (4.91)$$

Donde:

$\sum P_u$ : Sumatoria de carga factorizadas sobre todas las columnas del piso a considerar.

$\Delta_{oh}$ : Desplazamiento lateral del piso a considerar.

$\sum H$ : Sumatoria de todas las fuerzas horizontales que ocasionan  $\Delta_{oh}$ .

$\sum P_{e2}$ : Sumatoria de las cargas de Euler para todas las columnas en el piso.

L: Altura del piso.

Para poder diseñar una viga-columna y debido al gran número de variables, el procedimiento se basa en la realización de una serie de tanteos. Se selecciona un perfil y se revisa que este cumpla la fórmula de interacción gobernante.

## **CAPÍTULO V**

### **5. PLANOS DE DETALLE**

#### **5.1. INTRODUCCIÓN**

El presente capítulo contiene el cálculo estructural para la construcción de GAS EXAHUST, localizado en Oriente Ecuatoriano, en las provincias, de Sucumbíos y Orellana a 100 km de Nueva Loja, en el Bloque 15 de Petroamazonas EP.

La estructura está conformada por vigas, diagonales y columnas tipo de “I”, formando pórticos tridimensionales.

El sistema de resistencia es tanto para carga sísmica como para cargas verticales.

Las cargas se transmiten a las vigas y a su vez a las columnas, las cargas en la base son transmitidas de las columnas al sistema de cimentación, pilotes en hormigón amarradas con vigas de rigidez o de amarre a nivel de cimentación y de éstas al suelo de cimentación.

#### **5.2. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

El diseño estructural se lo ha realizado según las especificaciones técnicas de las siguientes normas:

- ✓ AISC-LRFD
- ✓ ASCE 7-05
- ✓ CEC-2001

Se ha realizado un modelo tridimensional de la estructura en el programa ETABS, V9.5.0; se considera que la estructura está empotrada en sus apoyos.

### **5.2.1. MATERIALES**

Los perfiles metálicos están compuestos de los siguientes materiales:

#### **ACERO ASTM A36:**

Esfuerzo de Fluencia mínima  $f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia a la tracción mínima  $f_t = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

#### **PERNOS EN LAS UNIONES**

Los pernos que se han considerado son de cabeza hexagonal, con arandela de presión y tuerca de alta resistencia, tipo ASTM A-325 Tipo 1.

#### **ASTM A-325 T1:**

Límite de fluencia mínimo  $F = 57 \text{ kg/mm}^2$

Resistencia mínima a la tracción  $F_u = 74 \text{ kg/mm}^2$

#### **UNIONES**

En las uniones, se ha comprobado la resistencia tanto al corte como al aplastamiento.

Para el diseño por corte, el último esfuerzo permisible al corte sobre el área del perno, no excede el 62 % de la mínima resistencia a la tracción ( $F_u$ )

Para el diseño por aplastamiento el último esfuerzo permisible al aplastamiento en los agujeros para pernos, basados en el diámetro nominal de los pernos, no excede el 150 % de la mínima resistencia a la tensión ( $1.5 F_u$ ).

Los pernos de anclaje de varilla lisa desarrollan su anclaje mediante un gancho a  $90^\circ$  y se ha comprobado su resistencia a la fluencia en la sección completa y

la resistencia a fractura en la sección neta, como lo indica la norma AISC-LRFD 05.

### **5.3. ANALISIS DE CARGAS**

#### **5.3.1. ANÁLISIS DE FUERZAS GRAVITATORIAS**

##### **a) CARGA MUERTA:**

La estructura resistirá las cargas producidas por los siguientes elementos:

##### **- Peso de los tanques:**

El peso propio de los tanques=  $25897.60 \text{ kg/m}^2$  (carga de cada tanque)

##### **- Peso propio de la estructura**

El peso propio de la estructura ha sido evaluado en base en los pesos unitarios de los elementos principales multiplicados por las longitudes teóricas.

Peso de Vigas + Columnas=  $35 \text{ kg/m}^2$

Peso Grating=  $150 \text{ kg/m}^2$

##### **- Carga viva:**

Se considera una carga de mantenimiento de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

##### **b) Carga de Viento:**

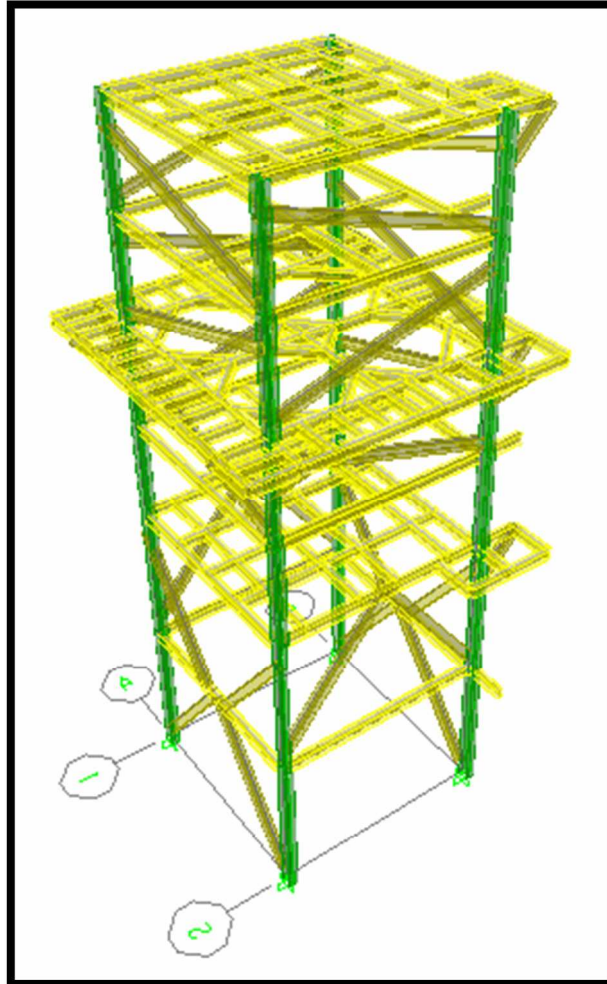
Se ha determinado las solicitaciones, sobre la estructura, debidas al viento, considerando una velocidad de viento de  $85 \text{ m.p.h.}$ , con la cual se obtiene una presión de  $84 \text{ kg/m}^2$ .

##### **c) Carga de Sismo:**

Estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

#### 5.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Mediante el uso del programa de computación ETABS, V9.5.0 se analiza la estructura tridimensionalmente.



**Figura 5.1:** Modelo Tridimensional

Para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño se utiliza un análisis dinámico de la estructura, incluyendo todos los modos de vibración.

##### **a) Fuerza cortante en la base:**

La distribución del cortante en los pisos se hizo de acuerdo con la norma C.E.C. 2001.

Z =	0.25
I =	1.00
C =	3.24
Cm=	2.80
S=	1.50
bn=	15.65
c1=	0.09
T=	0.71
R =	7.00
φp =	0.90
φe =	0.90

$$C = \frac{1,25 * s^{\xi}}{T}$$

$$T = c1 * (b_n)^{3/4}$$

$$V = \left( \frac{Z * I * C}{R * Qe * Op} \right) * W_{total}$$

Se escogió el período de vibración de la estructura sugerido por el C.E.C 2001.

$$V = 0.14 W$$

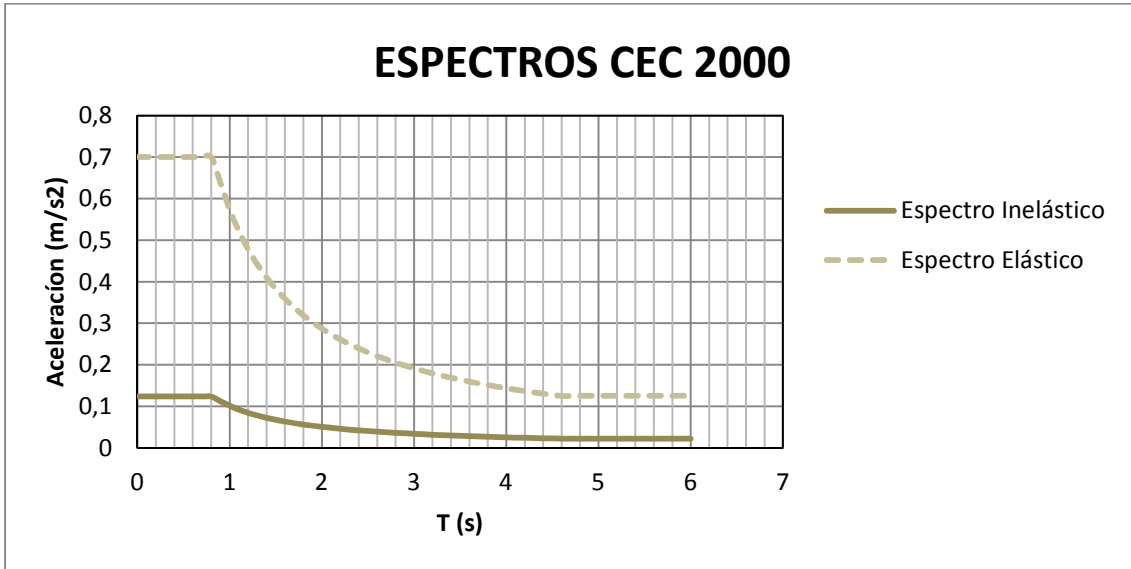
#### 5.4.1. ESPECTRO DE RESPUESTA

En el modelo estructural se aplicó la acción de un sismo, en función de un espectro respuesta para un tipo de suelo S3.

Para el cálculo de los períodos de vibración de la estructura se realizó un análisis dinámico modal espectral utilizando 12 modos de vibración de la estructura. Obteniéndose una participación modal de 97.67%.

Modo	Periodo	UX	UY
1	0.556	97.667	0.000
2	0.283	0.002	0.851
3	0.263	0.000	77.322
4	0.144	2.299	0.001
5	0.097	0.000	0.000
6	0.080	0.000	0.003
7	0.077	0.013	0.002
8	0.065	0.003	0.000
9	0.061	0.000	3.340
10	0.050	0.000	0.000
11	0.046	0.000	2.266
12	0.045	0.000	3.434

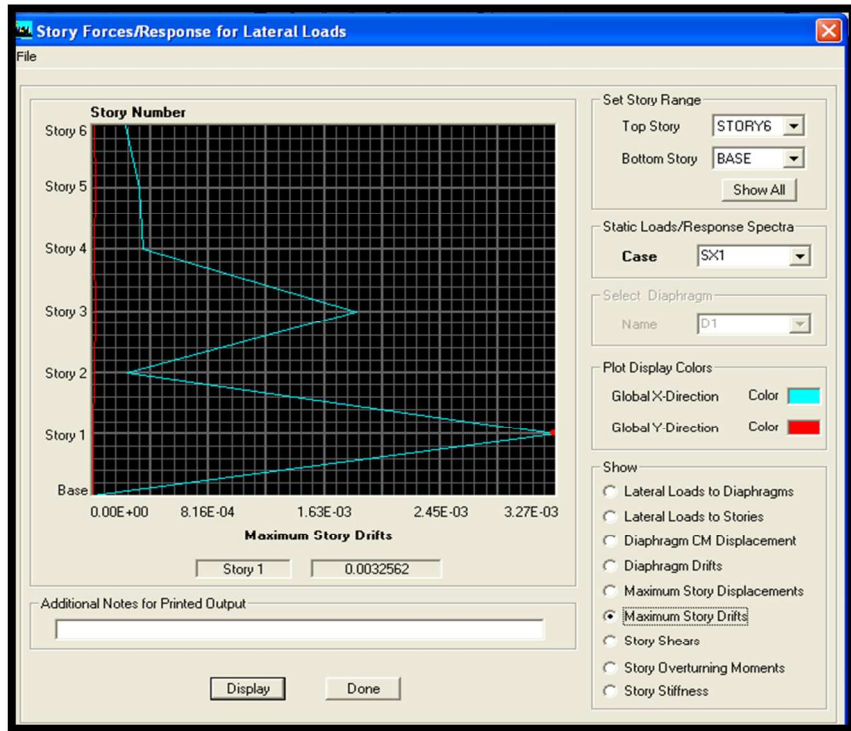
Para la definición del espectro elástico, se consideró un porcentaje de la aceleración de la gravedad igual a 0.25 g, un amortiguamiento de la estructura de un 5% del amortiguamiento crítico.



#### 5.4.2. DERIVAS DE PISO:

Se verificó que las derivas de piso del edificio calculadas por las sollicitaciones sísmicas, sean menores a las máximas permitidas por el Código. Esto es:

$$\Delta_M = R * \Delta_E$$



Se observa que la deriva máxima es de 3.52 por mil, razón por la que se ha diseñado una estructura con rigidez adecuada, siendo la deriva admisible de 2.85 por mil.

La estructura de acero fue diseñada de acuerdo con el código AISC-LRFD 93 (Diseño en acero por factores de carga y resistencia).

### 5.4.3. Desplazamientos

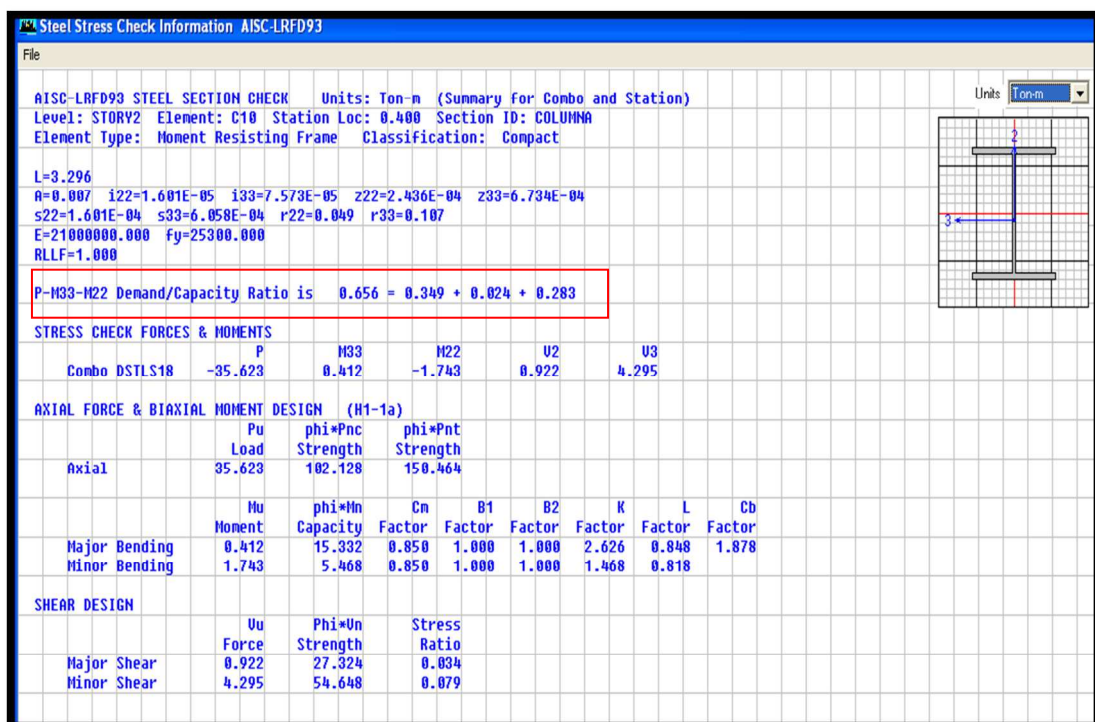
STORY	DISP-X (m)	DISP-Y (m)
STORY6	0.01726	-0.000027
STORY5	0.016911	-0.000034
STORY4	0.016447	-0.00004
STORY3	0.015646	-0.000041
STORY2	0.011536	-0.000006
STORY1	0.010762	-0.000006



## 5.5. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A partir del análisis de cargas, se aplican las correspondientes combinaciones de carga para obtener los siguientes resultados: desplazamientos, fuerzas axiales, cortantes, momentos en los miembros y reacciones en los apoyos para el correspondiente diseño.

### ➤ Diseño de Columnas



## ➤ Diseño de Vigas

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93

File

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Ton-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY3 Element: B11 Station Loc: 0.100 Section ID: VIGAA  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=4.780  
 A=0.005 i22=7.495E-06 i33=3.370E-05 z22=1.390E-04 z33=3.783E-04  
 s22=9.084E-05 s33=3.370E-04 r22=0.040 r33=0.084  
 E=21000000.000 Fy=25300.000  
 RLLF=1.000

**P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.281 = 0.012 + 0.267 + 0.002**

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo DSTLS18	2.496	-2.303	-0.006	-1.828	-0.006

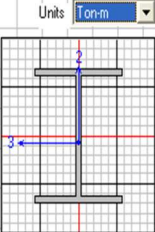
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	2.496	86.045	107.930

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	2.303	8.614	1.000	1.000	1.000	1.000	0.958	1.260
Minor Bending	0.006	3.103	1.000	1.000	1.000	1.000	0.479	

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	1.828	21.859	0.084
Minor Shear	0.006	37.571	0.000



## ➤ Diseño de Riostras

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93

File

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Ton-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY4 Element: D15 Station Loc: 0.000 Section ID: VIGAA  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=4.995  
 A=0.005 i22=7.495E-06 i33=3.370E-05 z22=1.390E-04 z33=3.783E-04  
 s22=9.084E-05 s33=3.370E-04 r22=0.040 r33=0.084  
 E=21000000.000 Fy=25300.000  
 RLLF=1.000

**P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.136 = 0.029 + 0.106 + 0.000**

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo DSTLS30	-2.678	-0.916	-1.697E-04	-0.429	6.097E-05

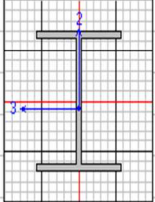
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	2.678	45.525	107.930

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	0.916	8.614	0.850	1.000	1.000	1.000	1.000	2.502
Minor Bending	1.697E-04	3.103	0.743	1.000	1.000	1.000	1.000	

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	0.429	21.859	0.020
Minor Shear	6.097E-05	37.571	1.623E-06



# 5.6. PLANOS DE DETALLE

## CAPÍTULO VI

### 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1. CONCLUSIONES:

- ✓ Esta investigación trata en particular en el diseño de una estructura resistente al viento que reposa en una filosofía sencilla: asegurar el diseño es decir, la reducción de la vulnerabilidad de los elementos estructurales, aquellos que soportan las cargas laterales y gravitacionales para garantizar la estabilidad de la edificación y la construcción de la misma, capaz de resistir sin daños las cargas eólicas probables, y de resistir con el menor daño posible las cargas eólicas excepcionales.
- ✓ Las estructuras metálicas presentan una gran versatilidad en cuanto a las diferentes configuraciones, debido a que los materiales que lo constituyen tienen un comportamiento de tipo homogéneo, lo cual permite aprovechar sus características mecánicas bordeando su capacidad máxima.
- ✓ El diseño de los elementos de acero, al utilizar el método AISC-LRFD 05, lo que se busca es aprovechar de mejor manera las características del material, rebasando el límite de elasticidad el material y ubicarse dentro del rango plástico, lo cual supone un cierto daño en los elementos y las consecuentes deformaciones que deben ser supervisadas, manteniéndolas por debajo de las máximas permitidas.

- ✓ Es un sistema de pórticos arriostrados es capaz de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones inelásticas moderadas. El sistema posee una gran rigidez elástica.
- ✓ Los arriostramientos deben tener una relación de esbeltez muy controlada, a fin de limitar el pandeo local.
- ✓ Los pórticos arriostrados pueden diseñarse con diversas configuraciones de riostras, las cuales deben respetar no solo criterios estructurales, sino también requerimientos funcionales, económicos, estéticos, etc.
- ✓ Para el diseño del sistema de arriostramientos se relaciona con el ángulo de inclinación de las riostras, cuyo valor se recomienda que esté comprendido entre 30 y 60°. Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las riostras o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia.
- ✓ En el CEC 2001 no se especifica cargas de diseño por viento por lo que se utilizó ASCE 7-05, este código internacional es muy completo por que cuenta con factores de gran importancia en el diseño de cualquier tipo de estructuras.
- ✓ La aplicación de las cargas sísmicas, mediante el análisis estático equivalente en este tipo de estructuras, dio como resultados esfuerzos y deformaciones mínimas, debido a la reducida masa que presentan estas estructuras, a pesar de que se obtuvieron coeficientes de cortante basal elevados, estas acciones fueron comprobados con el análisis dinámico descrito en el capítulo de análisis estructural, los cuales sirvieron para verificar estos resultados.

- ✓ Los pórticos arriostrados son los sistemas más eficientes para resistir cargas laterales en edificios de baja y mediana altura.
- ✓ De este tipo de pórtico existe una gran variedad de configuraciones lo que permite una versatilidad del diseño.
- ✓ Para la elaboración de los planos se utilizó el programa Tekla Structures V17.0 por su gran visualización en 3D, versatilidad y compatibilidad en la exportación de datos.

## **6.2. RECOMENDACIONES:**

- ✓ Se recomienda una adecuada interpretación de los diferentes resultados obtenidos mediante el paquete informático ETABS V9.5.0, la mala interpretación de los mismos generara un sobredimensionamiento de la estructura o falla de la misma bajo cargas de servicio.
- ✓ Los pórticos de acero se levantan rápidamente, reducen los costos de financiamiento de construcción y permiten que la estructura genere beneficios económicos más pronto.
- ✓ Se necesita de personal calificado para la fabricación y el montaje de la estructura.
- ✓ Se debe realizar un control de calidad de las conexiones de acero, tanto en la fabricación como en el montaje de la estructura metálica.
- ✓ El fenómeno que más afecta a estructuras de poca masa es el viento, por ello es necesario utilizar combinaciones de carga donde intervenga el viento.

## **BIBLIOGRAFÍA:**

American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Marzo 2005.

American Society of Civil Engineering, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" ASCE 7-05.

American Society of Civil Engineers, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-05. Edit ASCE, USA.

Ing. Orozco Diego, 2011, Tesis: "Diseño de Edificaciones Resistentes al Viento para Facilidades Petroleras". Edit. Ing. Diego Orozco. Ecuador.

Ing. Torres Armas Paúl Alexis, 2010, Tesis: "Diseño de Facilidades Petroleras tipo Pipe Rack por Cargas de Impacto". Edit. Ing. Paúl Torres. Ecuador.

Levitan, M. L., Qiang, L., Amoroso, S. (2004), Wind Tunnel Tests on Open-Frame

Industrial/Petrochemical Structures, Fifth International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications, Ottawa, Canada, July 11-15, vol. 1 pp. 343-346.

McCormac, J. C. (2002), *Diseño de Estructuras de Acero: Método LRFD*, Alfaomega Grupo Editor.

Task Committee on Wind Induced Forces and Task Committee on Anchor Bolt Design, 1997, *Wind Loads and Anchor Bolt Design for Petrochemical Facilities*. Edit. ASCE. USA.

William T. Segui, 2007, *Steel Design – Fourth Edition*. Edit. Harlan James. USA.

Wilson, E. L. (2004), *Static & Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures, Inc, Berkeley, USA.

Marcelo Guerra, 2010, *Manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el programa ETABS*, Primera Edición.

[www.construccionenacero.com/Paginas/MaterialTecnico-NuevasEspecificaciones.aspx](http://www.construccionenacero.com/Paginas/MaterialTecnico-NuevasEspecificaciones.aspx)

<http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/09-disenioSismorresistente/9-26.html>



# ANEXOS:

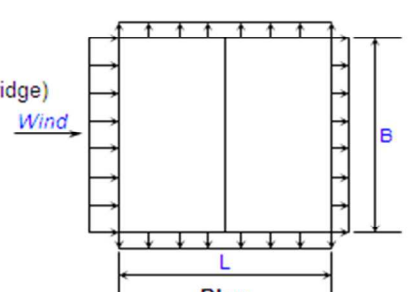
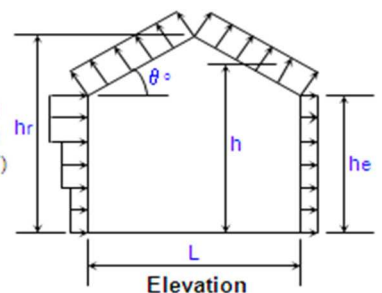
## ANEXO 1: Diseño de la Carga de Viento

**WIND LOADING ANALYSIS - Main Wind-Force Resisting System**  
 Per ASCE 7-05 Code for Enclosed or Partially Enclosed Buildings  
 Using Method 2: Analytical Procedure (Section 6.5) for Buildings of Any Height

Job Name:	Subject:		
Job Number:	Originator:	Checker:	

**Input Data:**

Wind Direction =	<b>Normal</b>	(Normal or Parallel to building ridge)
Wind Speed, V =	<b>85</b>	mph (Wind Map, Fig. 6-1)
Bldg. Classification =	<b>IV</b>	(Table 1-1)
Exposure Category =	<b>C</b>	(Sect. 6.5.6)
Ridge Height, hr =	<b>51.13</b>	ft. (hr >= he)
Eave Height, he =	<b>51.13</b>	ft. (he <= hr)
Building Width =	<b>15.68</b>	ft. (Normal to Building Ridge)
Building Length =	<b>15.87</b>	ft. (Parallel to Building Ridge)
Roof Type =	<b>Monoslope</b>	(Gable or Monoslope)
Topo. Factor, Kzt =	<b>1.00</b>	(Sect. 6.5.7)
Direct. Factor, Kd =	<b>0.85</b>	(Table 6-6)
Enclosed? (Y/N) =	<b>N</b>	(Sect. 6.2 & Table 6-7)
Damping Ratio, β =	<b>0.060</b>	(Suggested Range = 0.010-0.070)
Period Coef., Ct =	<b>0.0350</b>	(Suggested Range = 0.020-0.035) (Assume: T = Ct*h^(3/4), and f = 1/T)

**Resulting Parameters and Coefficients:**

Roof Angle, θ =	<b>0.00</b>	deg.
Mean Roof Ht., h =	<b>51.13</b>	ft. (h = he, for roof angle <= 10 deg.)
Windward Wall Cp =	<b>0.80</b>	(Fig. 6-3)
Leeward Wall Cp =	<b>-0.50</b>	(Fig. 6-3)
Side Walls Cp =	<b>-0.70</b>	(Fig. 6-3)
Roof Cp (zone #1) =	<b>-1.17</b>	(Fig. 6-3) (zone #1 for 0 to h/2)
Roof Cp (zone #2) =	<b>N.A.</b>	(Fig. 6-3) (zone #2 for h/2 to h)
Roof Cp (zone #3) =	<b>N.A.</b>	(Fig. 6-3) (zone #3 for h to 2*h)
Roof Cp (zone #4) =	<b>N.A.</b>	(Fig. 6-3) (zone #4 for > 2*h)
+GCpi Coef. =	<b>0.55</b>	(Table 6-7) (positive internal pressure)
-GCpi Coef. =	<b>-0.55</b>	(Table 6-7) (negative internal pressure)

L = 15.68 ft.  
B = 15.87 ft.

If z <= 15 then:  $K_z = 2.01 \cdot (15/z_g)^{(2/\alpha)}$ , If z > 15 then:  $K_z = 2.01 \cdot (z/z_g)^{(2/\alpha)}$  (Table 6-5, Case 2a)

α =	<b>9.50</b>	z <sub>g</sub> = <b>900</b> (Table 6-4)
Kh =	<b>1.10</b>	(Kh = K <sub>z</sub> evaluated at z = h)
I =	<b>1.15</b>	(Table 6-1) (Importance factor)

Velocity Pressure: q<sub>z</sub> = 0.00256 \* K<sub>z</sub> \* K<sub>zt</sub> \* K<sub>d</sub> \* V<sup>2</sup> \* I (Sect. 6.5.10, Eq. 6-13)

qh =	<b>19.87</b>	psf qh = 0.00256 * Kh * K <sub>zt</sub> * K <sub>d</sub> * V <sup>2</sup> * I (qh evaluated at z = h)
Ratio h/L =	<b>3.261</b>	freq., f = <b>1.494</b> hz. (f >= 1, Rigid structure)
Gust Factor, G =	<b>0.850</b>	(Sect. 6.5.8)

Design Net External Wind Pressures (Sect. 6.5.12.2):

p = q<sub>z</sub> \* G \* Cp - q<sub>i</sub> \* (+/-GCpi) for windward wall (psf), where: q<sub>i</sub> = q<sub>h</sub> (Eq. 6-15, Sect. 6.5.12.2.1)

p = q<sub>h</sub> \* G \* Cp - q<sub>i</sub> \* (+/-GCpi) for leeward wall, sidewalls, and roof (psf), where: q<sub>i</sub> = q<sub>h</sub> (Sect. 6.5.12.2.1)

Normal to Ridge Wind Load Tabulation for MWFRS - Buildings of Any Height							
Surface	z (ft.)	Kz	qz (psf)	Cp	p = Net Design Press. (psf)		
					(w/ +GCpi)	(w/ -GCpi)	
Windward Wall	0	0.85	15.35	0.80	-0.49	21.36	
	15.00	0.85	15.35	0.80	-0.49	21.36	
	20.00	0.90	16.31	0.80	0.16	22.02	
	25.00	0.95	17.09	0.80	0.69	22.55	
	30.00	0.98	17.76	0.80	1.15	23.00	
	35.00	1.01	18.34	0.80	1.55	23.40	
	40.00	1.04	18.87	0.80	1.90	23.76	
	45.00	1.07	19.34	0.80	2.22	24.08	
	50.00	1.09	19.78	0.80	2.52	24.37	
	For z = hr:	51.13	1.10	19.87	0.80	2.58	24.44
	For z = he:	51.13	1.10	19.87	0.80	2.58	24.44
For z = h:	51.13	1.10	19.87	0.80	2.58	24.44	
Leeward Wall	All	-	-	-0.50	-19.37	2.48	
Side Walls	All	-	-	-0.70	-22.75	-0.89	
Roof (zone #1)	-	-	-	-1.17	-30.70	-8.85	

- Notes: 1. (+) and (-) signs signify wind pressures acting toward & away from respective surfaces.  
2. Per Code Section 6.1.4.1, the minimum wind load for MWFRS shall not be less than 10 psf.  
3. References : a. ASCE 7-98, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures".  
b. "Guide to the Use of the Wind Load Provisions of ASCE 7-98"  
by: Kishor C. Mehta and Dale C. Perry (2002).  
4. Roof zone #1 is applied for horizontal distance of 0 to h/2 from windward edge.

### Determination of Gust Effect Factor, G:

Is Building Flexible?   $f \geq 1$  Hz.

#### 1: Simplified Method for Rigid Building

$$G = 0.850$$

Parameters Used in Both Item #2 and Item #3 Calculations (from Table 6-4):

$\alpha^A$	=	0.105	
$b^A$	=	1.00	
$\alpha(\text{bar})$	=	0.154	
$b(\text{bar})$	=	0.65	
$c$	=	0.20	
$l$	=	500	ft.
$s(\text{bar})$	=	0.200	
$z(\text{min})$	=	15	ft.

Calculated Parameters Used in Both Rigid and/or Flexible Building Calculations:

$z(\text{bar})$	=	30.68	= $0.6 \cdot h$ , but not $< z(\text{min})$ , ft.
$l_z(\text{bar})$	=	0.202	= $c \cdot (33/z(\text{bar}))^{1/6}$ , Eq. 6-3
$L_z(\text{bar})$	=	492.76	= $l \cdot (z(\text{bar})/33)^{s(\text{bar})}$ , Eq. 6-5
$g_q$	=	3.4	(3.4, per Sect. 6.5.8.1)
$g_v$	=	3.4	(3.4, per Sect. 6.5.8.1)
$g_r$	=	4.284	= $(2 \cdot \ln(3600 \cdot f))^{1/2} + 0.577 / (2 \cdot \ln(3600 \cdot f))^{1/2}$ , Eq. 6-7
$Q$	=	0.921	= $(1 / (1 + 0.63 \cdot ((B+h)/L_z(\text{bar}))^{0.63}))^{1/2}$ , Eq. 6-4

#### 2: Calculation of G for Rigid Building

$$G = 0.886 = 0.925 \cdot ((1 + 1.7 \cdot g_q \cdot l_z(\text{bar}) \cdot Q) / (1 + 1.7 \cdot g_v \cdot l_z(\text{bar}))), \text{ Eq. 6-2}$$

#### 3: Calculation of Gf for Flexible Building

$\beta$	=	0.060	Damping Ratio
$C_t$	=	0.035	Period Coefficient
$T$	=	0.669	= $C_t \cdot h^{3/4}$ , sec. (Period)
$f$	=	1.494	= $1/T$ , Hz. (Natural Frequency)
Use: G	=	0.850	

Eq. 6-6

ANEXO 2: Figura 6-5 ASCE 7-05

Main Wind Force Res. Sys. / Comp and Clad. – Method 2		All Heights								
Figure 6-5	Internal Pressure Coefficient, $GC_{pi}$	Walls & Roofs								
Enclosed, Partially Enclosed, and Open Buildings										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Enclosure Classification</th> <th><math>GC_{pi}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Open Buildings</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Partially Enclosed Buildings</td> <td>+0.55 -0.55</td> </tr> <tr> <td>Enclosed Buildings</td> <td>+0.18 -0.18</td> </tr> </tbody> </table>			Enclosure Classification	$GC_{pi}$	Open Buildings	0.00	Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55	Enclosed Buildings	+0.18 -0.18
Enclosure Classification	$GC_{pi}$									
Open Buildings	0.00									
Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55									
Enclosed Buildings	+0.18 -0.18									
<p><b>Notes:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.</li> <li>2. Values of <math>GC_{pi}</math> shall be used with <math>q_z</math> or <math>q_h</math> as specified in 6.5.12.</li> <li>3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:               <ol style="list-style-type: none"> <li>(i) a positive value of <math>GC_{pi}</math> applied to all internal surfaces</li> <li>(ii) a negative value of <math>GC_{pi}</math> applied to all internal surfaces</li> </ol> </li> </ol>										

**ANEXO 3: Tabla 6-2 ASCE 7-05**

Terrain Exposure Constants										
Table 6-2										
<b>Exposure</b>	$\alpha$	$z_g$ (ft)	$\frac{\wedge}{a}$	$\frac{\wedge}{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$z$ (ft)	$\bar{e}$	$z_{min}$ (ft)*
<b>B</b>	7.0	1200	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	320	1/3.0	30
<b>C</b>	9.5	900	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	500	1/5.0	15
<b>D</b>	11.5	700	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	650	1/8.0	7
<p>*<math>z_{min}</math> = minimum height used to ensure that the equivalent height <math>\bar{z}</math> is greater of 0.6h or <math>z_{min}</math>.                      For buildings with <math>h \leq z_{min}</math>, <math>\bar{z}</math> shall be taken as <math>z_{min}</math>.</p>										
<i>In metric</i>										
<b>Exposure</b>	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\frac{\wedge}{a}$	$\frac{\wedge}{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$z$ (m)	$\bar{e}$	$z_{min}$ (m)*
<b>B</b>	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
<b>C</b>	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5.0	4.57
<b>D</b>	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13
<p>*<math>z_{min}</math> = minimum height used to ensure that the equivalent height <math>\bar{z}</math> is greater of 0.6h or <math>z_{min}</math>.                      For buildings with <math>h \leq z_{min}</math>, <math>\bar{z}</math> shall be taken as <math>z_{min}</math>.</p>										

ANEXO 4: Tabla 6-3 ASCE 7-05

Velocity Pressure Exposure Coefficients, $K_h$ and $K_z$					
Table 6-3					
Height above ground level, $z$		Exposure (Note 1)			
		B		C	D
ft	(m)	Case 1	Case 2	Cases 1 & 2	Cases 1 & 2
0-15	(0-4.6)	0.70	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.70	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.70	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.89	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.93	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.96	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.99	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	1.04	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	1.09	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	1.13	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	1.17	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	1.20	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	1.28	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.35	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.41	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.47	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.52	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.56	1.56	1.77	1.89

**Notes:**

- Case 1:** a. All components and cladding.  
 b. Main wind force resisting system in low-rise buildings designed using Figure 6-10.

**Case 2:** a. All main wind force resisting systems in buildings except those in low-rise buildings designed using Figure 6-10.  
 b. All main wind force resisting systems in other structures.
- The velocity pressure exposure coefficient  $K_z$  may be determined from the following formula:

For $15 \text{ ft} \leq z \leq z_g$	For $z < 15 \text{ ft}$ .
$K_z = 2.01 (z/z_g)^{2/\alpha}$	$K_z = 2.01 (15/z_g)^{2/\alpha}$

Note:  $z$  shall not be taken less than 30 feet for Case 1 in exposure B.
- $\alpha$  and  $z_g$  are tabulated in Table 6-2.
- Linear interpolation for intermediate values of height  $z$  is acceptable.
- Exposure categories are defined in 6.5.6.

## **BIOGRAFIA**

Andrés Beltrán nace en Quito el 14 de mayo de 1987, hijo de Grecia Orbe y Edgar Beltrán Galindo.

Sus primeros estudios lo realiza en la Escuela Particular Ecuatoriano Suizo, continúa sus estudios secundarios en el Colegio Ecuatoriano Suizo, donde obtiene el título de bachiller de la república con la especialidad de físico matemático en el año 2005.

Motivado por ser Ingeniero Civil decide ingresar en la Escuela Politécnica del Ejército y a finalizar sus estudios en el 2011.

# HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

**ELABORADO POR**

---

Edgar Andrés Beltrán Orbe

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

---

Ing. Jorge Zúñiga Gallegos

**DIRECTOR DE LA UNIDA DE ADMISIÓN Y REGISTRO**

---

Ing. Fanny Cevallos MBA

Sangolquí, 10 de mayo de 2012